"Hütte," des Ingeniers Taschenbuch

Akademischer Verein Hütte, Hütte

Digitized by Google

GIFT OF
Dr. L. S. Cheney

Digitized by Google

„HÜTTE"

DES INGENIEURS TASCHENBUCH.

HERAUSGEGEBEN
VOM
AKADEMISCHEN VEREIN HÜTTE, E. V.

23. AUFLAGE.

III. BAND.

BERLIN 1920.
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN.

Digitized by Google

INHALTSVERZEICHNIS
des dritten Bandes.

ERSTER ABSCHNITT.

Vermessungskunde.

Bearbeitet von Geh. Regierungsrat Professor Werner. Seite

ZWEITER ABSCHNITT.

Statik der Baukonstruktionen.

Bearbeitet von Konstruktionsingenieur Dipl.-Ing. Stumpf.

DRITTER ABSCHNITT.

Grundbau.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister a. D. Dipl.-Ing. A. Müller.

VIERTER ABSCHNITT.

Eisenbetonbau.

Bearbeitet von Oberingenieur, Oberlehrer a. D. C. Kersten.

FÜNFTER ABSCHNITT.

Hochbau.

Bearbeitet von Zivilingenieur O. Leitholf.

SECHSTER ABSCHNITT.

Lüftung und Heizung.

Bearbeitet von Professor Dr. techn. Brabbée.

SIEBENTER ABSCHNITT.

Fabrikanlagen.

Bearbeitet von Geh. Regierungsrat, Professor Troske.

ACHTER ABSCHNITT.

Baumaschinen.

Bearbeitet von Professor Weihe.

NEUNTER ABSCHNITT.

Wasserbau.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Seifert.

ZEHNTER ABSCHNITT.

Wasserkraftanlagen.

Bearbeitet von Regierungs- und Baurat Privatdozent Mattern.

ELFTER ABSCHNITT.

Strafsenbau.

Bearbeitet von Dr.-Ing. Dietrich.

ZWÖLFTER ABSCHNITT.

Städtebau.

Bearbeitet von Geh. Regierungsrat, Professor Brix.

DREIZEHNTER ABSCHNITT.

Wasserversorgung.

Bearbeitet von Professor, Dr. Forchheimer.

VIERZEHNTER ABSCHNITT.

Städteentwässerung.

Bearbeitet von Magistratsbaurat Meier.

FÜNFZEHNTER ABSCHNITT.

Eisenbahnwesen.

Bearbeitet von Geh. Baurat Kraefft (I. A.: 1. a. I. III., 2. a. d. e., 3. a. bis g.); Regierungsbaumeister Hammer (I. A.: 1. a. II., 3. h. bis m., I. B. 1., I. C.); Geh. Bau-rat Samans (I. A. 2. b. c.); Regierungsbaumeister Ackermann (I. B. 2.); Regierungs-baumeister a. D., Direktor Metzeltin (I. B. 3.); Regierungsbaumeister Weyand (I. B. 4.); Regierungsbaumeister a. D. Direktor Hönsch (I. B. 5.); Ingenieur Abt (II. III.).

SECHZEHNTER ABSCHNITT.

Brückenbau.

Bearbeitet von Professor Dipl.-Ing. Hiorth.

Sachverzeichnis.

Bearbeitet von Ingenieur Ludloff.

Berichtigungen zu Band III.

Seite 613 in der Tafel über den Stoffbedarf für Schotterstrafsen lies
Zeile 19 v. u. unter Mittellage $b = 5$ anstatt 7 cbm
„ 14 v. u. unter Decklage $c = 45$ anstatt 43 cbm
„ 5 v. u. unter Decklage $c = 36$ anstatt 35 cbm.
„ 722 „ 21 v. u. lies „in Norwegen ist etwas mehr als die Hälfte der gesamten Bahnlänge in Normalspur (1,435 m) gebaut, der übrige Teil in Schmalspur (1,067 m).
„ 822 „ 4 der Tafel lies in der Spalte „Whyte“ 2-4-2 anstatt 2-4-0.
„ 823 „ 1 der Tafel lies in der Spalte V. d. E.-V. 1908 1 *C* 2 anstatt 2 *C* 1.
„ 823 „ 2 der Tafel lies in der Spalte „Bild“ < ∘∘OOO∘∘ anstatt ∘OOO∘∘.
„ 940 in der Tafel 11 lies im Kopf der 2. Spalte

$$f = \frac{6\,(n-1)}{n\,(n+1)} \quad \text{anstatt} \quad f = \frac{\sigma\,(n-1)}{n\,(n+1)},$$

der 3 Spalte

$$f = \frac{6\,(n-1)}{n\,(2\,n-1)} \quad \text{anstatt} \quad f = \frac{\sigma\,(n-1)}{n\,(2\,n-1)}.$$

---

1. ABSCHNITT.

Vermessungskunde.

(Geodäsie, praktische Geometrie.)

Allgemeines.

Aufgabe ist: Teile der **physischen** (d. i. sichtbaren) Erdoberfläche in bezug auf **mathematische** Erdoberfläche aufzunehmen und in Plänen, Karten wiederzugeben. Mathem. Erdoberfläche. **Geoid**, als spezielle Niveaufläche die mittleren Meeresspiegel der Weltmeere aufnehmend, ist auf Grund der Gradmessungsarbeiten für die Praxis entsprechend durch ein Rotationsellipsoid zu ersetzen, an dessen Stelle die Krümmungskugel, weiter die mittlere Erdkugel von 6370 km Halbmesser und im besonderen die Horizontalebene als scheinbarer Horizont treten kann.

Elemente für **Bessels Rotationsellipsoid:**

halbe große Achse $a = 6\,377\,397{,}15500$ m; halbe kleine Achse $b = 6\,356\,078{,}96325$ m,

$$\text{Exzentrizität } e^2 = \frac{a^2 - b^2}{a^2} = 0{,}0066743721,$$

$$\text{Abplattung } p = \frac{a - b}{a} = \frac{1}{299{,}152818} = 0{,}0033427732.$$

Man unterscheidet zwischen **niederer** und **höherer** Geodäsie, je nachdem der Einfluß der Erdkrümmung vernachlässigt oder berücksichtigt werden muß.

Lageplan gibt die Vertikalprojektion eines Geländeabschnittes auf die Horizontalebene wieder, praktisch zulässig, indem auf 1000 m Entfernung die Lotlinien einen Winkel von rd. 32″ bilden.

Entfernung ist der Abstand zwischen den Lotrichtungen zweier Punkte, in wagerechter Richtung gemessen (in derselben Vertikalebene).

Eine Entfernung von 1000 m, im Meereshorizont oder in 1000 m Höhe gemessen, gibt einen Unterschied von 0,157 m oder einen relativen Fehler von $\frac{1}{6370}$; so genau werden in der niederen Geodäsie Entfernungen, unmittelbar gemessen, praktisch nicht erhalten.

Nivellementsplan: Darstellung der nach Entfernung und Höhe aufgemessenen **Terrainlinie,** als Schnitt von Vertikalebenen oder Flächen mit der physischen Erdoberfläche.

Im **Lageplan mit eingezeichneten Horizontalkurven** (Grundlage für Bearbeitung der Entwürfe des Bauingenieurs) wird die Höhengestaltung durch den Verlauf der Horizontalkurven (Verbindung von Punkten gleicher Höhe) veranschaulicht. Werden in den einzelnen Punkten eines Lageplans die Höhen der Punkte in Richtung der Normalen abgesetzt, entstehen **Reliefkarten** bzw. -Globen.

Maßeinheiten. Sofern nur Messungen von Längen oder von Winkeln auszuführen, sind zur Ausführung zwei Maßeinheiten erforderlich:

Mafseinheit für Längen ist das internationale Meter mit seinen dezimalen Unter und Uebertellen; für Winkel der rechte Winkel, unterteilt nach
alter Teilung = 90° zu 60' zu 60''; neuer Teilung = 100° zu 100' zu 100''

Festlegung und Sichtbarmachung der Punkte: verschieden nach Dauer und Zweck durch Grundplatte mit Bolzen und Granitsockel mit Kreuz (Landesvermessung), einfachen Granitsockel mit Kreuz, Zementsockel mit Bohrloch, Pfahl mit Bohrloch, Entwässerungsröhren, Gasröhren mit angeschmiedeter Spitze, Pfahl mit Nagel. Die Punkte werden sichtbar gemacht durch Fluchtstäbe, Baken, Piquetts, mittels Senkel oder Ansatzlibelle senkrecht gestellt.

Ausfluchten (freiäugig) **gerader Linien** zwischen zwei Punkten *A* und *B*, durch Einrichten weiterer Fluchtstäbe. Ausführung verschieden:

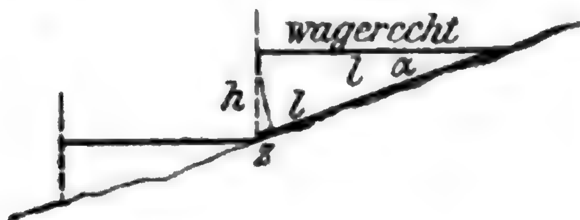
1. ohne Gehülfen durch Verlängern über *A* bzw. *B* hinaus,
2. mit Gehülfen durch Einweisen von einem oder beiden Endpunkten aus,
3. mit Gehülfen durch allmähliches Einrücken von zwei Punkten gleichzeitig in die Gerade,
4. auf gröfsere Entfernung durch Benutzung eines Theodoliten als Passageinstrument.

A. Längenmessung.

a. Unmittelbare Längenmessung.

1. **Mefslatten** aus trocknem Tannenholz von 3, 4, 5 m Länge mit rechteckigem, quadratischem oder ovalem Querschnitt (letztere von der Mitte nach den Enden verjüngt); an den Enden mit Eisenschuhen versehen, in Ebenen, oder für genauere Messungen in abgerundete, kreuzweise stehende Schneiden auslaufend. Die Länge der Mefslatten in gesetzlichem Mafse wird durch Normieren auf dem Komparator erhalten. Zur Ausführung der Messung sind zwei Mefslatten erforderlich. Die Messung erfolgt längs der ausgesteckten Geraden oder längs einer in der Geraden gespannten Schnur oder auf festem Untergrunde längs aufgebrachtem Schnurschlage in ebenem wagerechten Gelände durch Aneinanderlegen.

Abb. 1.



In geneigtem Gelände wird jede einzelne Latte wagerecht gelegt (freiäugig ungenau, besser unter Benutzung einer aufgesetzten justierten Setzlibelle) und die Enden staffelförmig heruntergesenkelt; statt Heruntersenkeln genauer und bequemer durch Messen von h (Abb. 1) (höchstens auf cm) und Entnahme der Reduktionsgröfse $z = \sqrt{l^2 + h^2} - l$ aus einer Zahlentafel (für $l = 4$ m, 5 m). Anstatt h kann auch der Neigungswinkel α jeder Lattenlage mit Hülfe eines Neigungsmessers (Weisbachs Setzniveau) gemessen werden. Dann ist Entfernung $= \Sigma l \cos \alpha$ $= \Sigma l - \Sigma z$, wo $z = 2l \sin^2 \frac{\alpha}{2}$ (α nach $^1/_{10}{}^0$) wieder aus einer Zahlentafel zu entnehmen ist.

Wenn in stark wechselndem Gelände die Entfernungen einer gröfseren Anzahl von Zwischenpunkten und aufserdem die Höhenverhältnisse sofort mit erhalten werden sollen, verwendet man mit Vorteil den **Staffelapparat.** (Aufnahme von Querprofilen in stark wechselndem, steilem Gelände).

Wagrechte Staffellatte in 5 cm unterteilt, der Handlichkeit wegen nicht über 3 m lang, die senkrecht angeschobene Latte in Zentimeter unterteilt.

2. **Stahlmefsband,** gewöhnlich 20 m lang (für Stationieren besser 25 m), in Ringen endigend, welche über die zum Straffziehen erforderlichen Ziehstäbe geschoben werden. Die Länge bezieht sich auf die an den Ringen angebrachten Marken, durch Vergleichen (bei gespanntem Bande) mit den Normalstäben, ähnlich wie bei den Mefslatten, abgeleitet. Die Temperaturänderung bleibt bei der Anwendung im Gelände, als innerhalb des praktisch erreichbaren Genauigkeitsgrades gelegen, unberücksichtigt. In geneigtem Gelände wird das Mefsband, der Geländeneigung folgend, straff gespannt und der Neigungswinkel des Geländes oder einer dazu Parallelen (Visur über die gleich langen Ziehstäbe hinweg) mittels **Böschungsmessers** ermittelt (Gradbogen in ganze Grade geteilt, Ablesung auf einige Zehntel Grad sicher geschätzt, reicht aus); Reduktionsgröfse entsprechend wie bei der Lattenmessung.

3. Die früher viel verwendete **Gliedermefskette** ist durch das Stahlmefsband vollständig verdrängt und ihre Verwendung amtlich untersagt, da sie nicht eichfähig ist. (Anweisung VIII § 36. Die Anwendung der Gliederkette ist untersagt.)

4. **Mefsrad** mit Umlaufzähler nur zu Kontrollmessungen vereinzelt im Gebrauch, da hierbei nur die tatsächlich abgerollte Länge ermittelt werden kann.

5. **Schrittmafs** in Verbindung mit **Schrittzähler** (Pedometer) ein sehr bequemes Hülfsmittel bei Anfertigung von Handrissen; die Schrittlänge als individuell ist durch Versuche eigens zu ermitteln.

Genauigkeit der unmittelbaren Längenmessung ist verschieden nach den in Anwendung kommenden Hulfsmitteln. Theoretisch und erfahrungsgemäfs wächst (infolge der unvermeidlichen zufälligen Messungsfehler) der mittlere Fehler einer Längenmessung mit der Quadratwurzel aus der gemessenen Länge L, also $M = \pm m \sqrt{L}$, wo m den mittleren Fehler der Längeneinheit darstellt.

Erfahrungsgemäfs ist

			also für $L = 100$ m
m für	Lattenmessungen	$= 0{,}0022 = 0{,}2\ \%$	$M = \pm 0{,}02$ m
	Bandmessungen	$= 0{,}0029 = 0{,}3$ „	$= \pm 0{,}03$ „
	Mefsrad	$= 0{,}0190 = 1{,}9$ „	$= \pm 0{,}19$ „
	Schrittmafs	$= 0{,}05 = 5$ „	$= \pm 0{,}5$ „

Bei Trassierungsarbeiten wird das Absetzen von Längen fast allgemein auf $\frac{1}{2000}$ sicher verlangt.

(Die angegebenen amtlich zulässigen Fehlergrenzen sind in der Regel derart bemessen, dafs ihre Einhaltung bei der erforderlichen Sachkenntnis und nötigen Sorgfalt der Ausführung stets möglich ist.)

b. Mittelbare Längenmessung (Notbehelf).

Stützt sich auf Aehnlichkeitssätze, schliefst vom Kleinen aufs Grofse, steht mithin der unmittelbaren Messung bezüglich des Ge-

nauigkeitsgrades nach, kann mit Vorteil durch Kleintriangulation oder andere Verfahren ersetzt werden.

Beispiel: $A-B$ (Abb. 2) zu bestimmen; nur einer der Punkte (hier B) zugänglich, Visur $A-B$ nicht möglich. Eine Standlinie CD wird passend ausgewählt und gemessen; CA, CB, DA ausgefluchtet; auf CD von C aus $\frac{1}{n}$ in a, auf CB von C aus $\frac{1}{n}$ in d abgesetzt; durch a eine Parallele zu DA liefert b, dann ist bd parallel $AB = \frac{AB}{n}$. Sind beide Punkte unzugänglich, dann sind zwei Standlinien anzuordnen.

Abb. 2.

Aufnahme nach rechtwinkligen (ebenen) **Koordinaten.** Einzelne Punkte gerade oder krummlinig verlaufender Geländegrenzen, Strafsenzüge usw. können der Lage nach gegen festgelegte Vermessungsachsen festgelegt werden nach rechtwinkligen Koordinaten. Hierzu sowie zum Zurückübertragen des Projektes in das Gelände sind erforderlich:

B. Instrumente und Hülfsmittel zum Abstecken konstanter Winkel.

(Hauptsächlich Winkel von 90°, 180°, 45°.)

a) Diopterinstrumente: Winkelkreuz, Winkelkopf, Winkeltrommel, Kreuzscheibe, bei denen die Diopterebenen materiell durch Punkt—Spalt, Spalt—Spalt, Spalt—Faden festgelegt sind, werden auf ihre Richtigkeit untersucht, indem man den konstanten Winkel so oft aneinander legt, bis ein gestreckter Winkel entsteht, durch unmittelbares Ausfluchten kontrollierbar. Genauigkeit dieser Diopterinstrumente erfahrungsgemäfs auf 2 bis 3′ veranschlagt.

Justiereinrichtungen sind in der Regel nicht vorgesehen. Diopterinstrumente (namentlich die Kreuzscheibe) eignen sich weniger für die unmittelbare Aufnahme, leisten aber bei der Zurückübertragung ins Gelände gute Dienste.

Abb. 3.

b) Spiegelinstrumente: 1. der einfache **Winkelspiegel** (Abb. 3). Zwei ebene Spiegel sind an den Wandungen eines starren Gehäuses derart befestigt, dafs der eine Spiegel mittels Zug- und Druckschrauben gegen die Wandung verstellt und in jeder Lage starr erhalten werden kann, wodurch der Oeffnungswinkel α der spiegelnden Ebenen auf einen Sollwert gebracht werden kann. Bedingung: Schnittkante der Ebenen senkrecht. Ein von A ausgehender Lichtstrahl wird nach zweimaliger Reflexion den eintretenden Strahl im Punkte D schneiden unter dem Winkel

$$\varphi = 2\alpha, \quad \text{denn } \varphi = 2(\beta + \gamma);$$
$$\alpha + 90 - \beta + 90 - \gamma = 180 \text{ oder } \alpha = \beta + \gamma.$$

Mithin wird ein vom Auge in C aus in der Rückwärtsverlängerung des austretenden Strahles durch Ueberwegsehen eingerichteter Fluchtstab B gegen den gegebenen Stab A im Schnittpunkte D den festen Winkel $\varphi = 2\alpha$ und bei $\alpha = 45^0$ $\varphi = 90^0$ bilden. Der Schnittpunkt D ist mit β bzw. γ veränderlich. Wird ein Punkt P des Querschnitts im Gehäuse ein für allemal festgelegt (in welchem Punkte mittels Senkels oder besser mittels eingeschraubten Lotstabs der Punkt des Geländes herauf- oder heruntergelotet wird), so ist die lineare Gröfse $D-P$ der theoretische Fehler des Winkelspiegels, welcher durch passende Haltung des Instrumentes auf wenige Millimeter herabgedrückt werden kann.

Untersuchung und Justierung des Winkelspiegels (Abb. 4). Im Punkte c einer Geraden AB wird der feste Winkel φ das eine Mal gegen den Ast cA abgesteckt, liefert a, und sodann gegen den Ast cB, liefert b; nun wird der justierbare Spiegel so lange verstellt, bis das Bild von A oder von B auf d eindeckt. Genauigkeitsgrad 4 bis 5′.

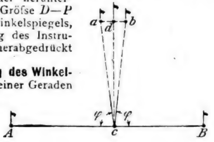


Abb. 4.

Hauptaufgaben: a) von einem Punkte aufserhalb einer Geraden eine Senkrechte fällen.

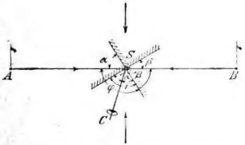
Aufnahme des Geländes; hierbei mufs die Gerade durch mehr als zwei Punkte festgelegt sein; der Beobachter bewegt sich in der Geraden, die Oeffnung des Winkelspiegels dem Punkte aufserhalb zugekehrt, bis das doppelt reflektierte Bild auf die Gerade eindeckt.

b) in einem Punkte einer Geraden eine Normale errichten.

Uebertragen des Projektes ins Gelände; wie bei Untersuchung des Winkelspiegels. Von dem verbleibenden Fehler des justierten Instrumentes macht man sich unabhängig, indem man beide Aeste der Geraden benutzt.

c) Die dritte Hauptaufgabe: in eine durch zwei Punkte festgelegte Gerade sich einzuschalten, wird einfacher durch Benutzung

Abb. 5.



2. des **Spiegelkreuzes** gelöst: zwei übereinandergestellte spiegelnde Ebenen sind gegen ein starres Gehäuse derart befestigt, dafs der Neigungswinkel der Ebenen φ geändert werden kann. Bedingung: Schnittkante S der Ebenen senkrecht, und die verlängerte Schnittkante wird durch den eingeschraubten Lotstab materiell festgelegt. Wird jetzt das Auge in C auf die Schnittkante S gerichtet (Abb. 5), und ist der Neigungswinkel

$\psi = 90^0$, so sieht das Auge die Bilder der Fluchtstäbe A und B in Deckung, wenn A-S-B eine Gerade.

Auf jeden Fall ist der Ablenkungswinkel φ = dem doppelten Neigungswinkel ψ. Untersuchung und Anwendung: man geht das eine Mal von der einen Seite vor bis zu einem Punkte, in welchem sich die Bilder beider Stäbe A und B decken, und sodann von der anderen Seite; der Halbierungspunkt liegt, abgesehen von den unvermeidlichen Beobachtungsfehlern, in der Geraden.

c) Prismeninstrumente (handlicher als Spiegelinstrumente). 1. Das **einfache Winkelprisma** beruht auf der Ablenkung eines Lichtstrahles beim Durchgange durch brechende Kanten. Farblose Bilder, Ablenkungswinkel von bestimmter Gröfse (z. B. 90⁰) werden erhalten, indem man dem Querschnitt des Prismas eine bestimmte Form gibt. Ein Glasprisma mit gleichschenkligem, rechtwinkligem Dreieck als Querschnitt liefert für den festen Strahl, welcher an der einen Kathetenebene eintritt und nach zweimaliger Reflexion im Inneren (die eine als Totalreflexion an der anderen Kathetenebene und die andere als Reflexion an der Hypotenusenebene, diese als Spiegel belegt) an der anderen Kathetenebene austritt, farblose Bilder und eine Ablenkung von 90⁰ (Abb. 6).

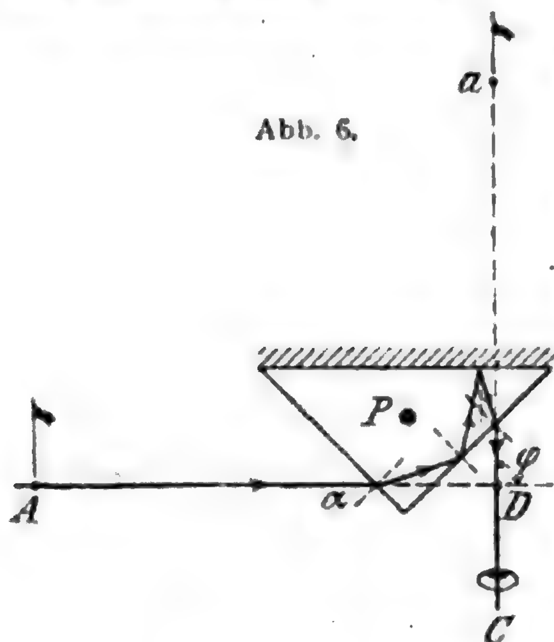


Abb. 6.

Ein vom Auge in C in der Rückwärtsverlängerung des austretenden Strahles (durch Ueberwegsehen) eingewiesener Stab a bildet gegen A im Schnittpunkte D den festen Ablenkungswinkel φ. Wird ein Punkt P des Querschnitts durch den eingeschraubten Lotstab festgelegt, so ist (indem D mit der Drehung des Prismas, also mit α veränderlich) D—P der theoretische Fehler, welcher gering bleibt.

Der feste Strahl oder das feste Bild ist nur nahe der Kante der spitzen oder rechten Winkel zu suchen.

Genauigkeitsgrad 4 bis 5′; Untersuchung ähnlich wie beim Winkelspiegel; ein Justieren ist ausgeschlossen; zu lösende Hauptaufgaben dieselben wie beim einfachen Winkelspiegel.

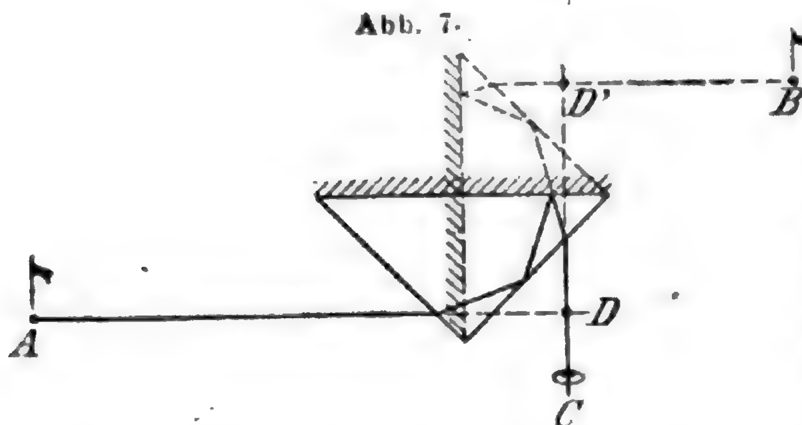


Abb. 7.

2. Das **Prismenkreuz** (von Bauernfeind) ist eine Vereinigung zweier einfacher Prismen so übereinandergestellt, dafs die Hypotenusenebenen nahezu winkelrecht zueinander stehen (Abb. 7), und löst die dritte Hauptaufgabe: sich in eine Gerade einzuschalten (so dafs mit dem Prismenkreuz alle drei Hauptaufgaben gelöst werden können).

(Bei der Anwendung so zu halten, dafs die eine Hypotenuse nahezu in die Richtung der Geraden *A B* zu stehen kommt.)

Die lineare Strecke $D-D'$ ist der theoretische Fehler des Gerätes.

Bei einer Anordnung nach Kammerer in Wien (Abb. 8) werden die beiden Prismen mit der Ecke des rechten Winkels übereinander gelegt, die Hypotenusenebenen nahezu parallel zueinander, wodurch die Stellung des Auges in *C* gegenüber der Schnittkante schärfer fixiert wird.

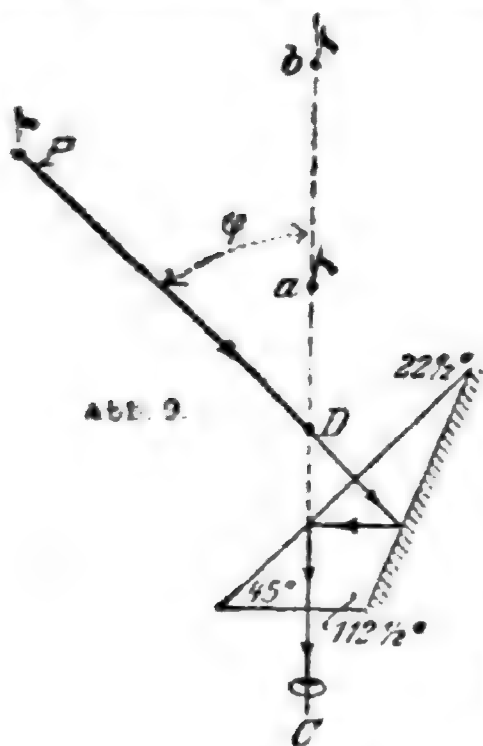


Abb. 9.

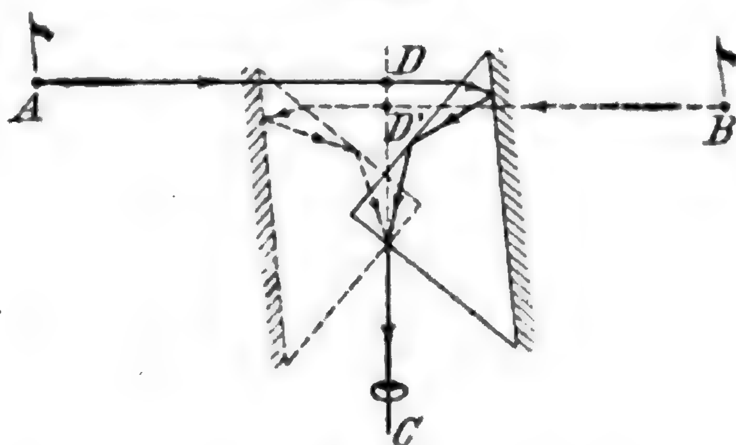


Abb. 8

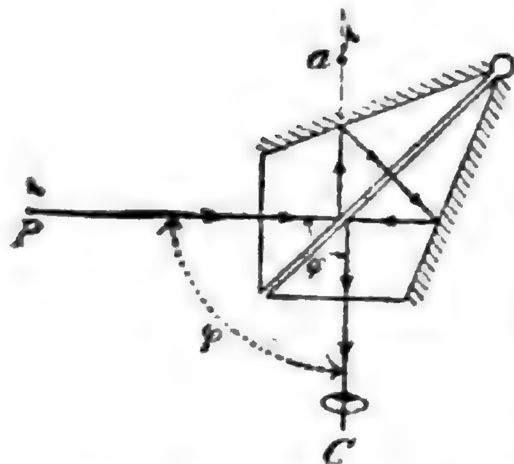


Abb. 10.

Bei **Dechers Prismentrommel** (zum Kurvenabstecken benutzt) ist das eine Prisma gegen das andere verstellbar angeordnet, und indem hier von dem beweglichen Strahl oder dem beweglichen Bild Anwendung gemacht wird, kann jeder beliebige Ablenkungswinkel (als Peripheriewinkel) erhalten werden.

3. **Doergens' Prisma** dient einzeln zum Abstecken der Winkel von 45° und zu zweien, zum Doppelprisma vereinigt, zum Abstecken der Winkel von 90°. Ein Querschnitt mit den Winkeln 45°, $112\,^1/_2{}^0$, $22\,^1/_2{}^0$ erfüllt die Bedingungen: farblose Bilder und Ablenkungswinkel $\varphi = 45^0$ (Abb. 9) bzw. $\varphi = 90^0$ (Abb. 10). Bei der Anwendung ist das Prisma so zu halten, dafs das Auge in *C* in der Richtung der Geraden *A B* nahezu winkelrecht auf die eine Kathetenebene blickt, während die Hypotenusenebene nahezu winkelrecht zum einfallenden Strahl vom Punkte *P* zu liegen kommt (hierbei mufs die abgeschrägte, ursprünglich zweite Kathetenebene als Spiegel wirken).

Prismen für 45° (ebenso Winkelspiegel für 45°) leisten bei Aufnahmen nach rechtwinkligen Koordinaten dann gute Dienste, wenn das Messen der Ordinaten selbst unmöglich oder schwierig wird, indem das Messen der Ordinaten in die Abszissenachse verlegt wird.

Infolge des beschränkten Genauigkeitsgrades der Geräte zum Abstecken fester Winkel (Fehler kann bis 5' anwachsen) können mit diesen einfachen Hülfsmitteln nicht beliebig lange Ordinaten festgelegt werden.

(Anweisung VIII § 81: . . . Beträgt die Länge der rechtwinkligen Abstände mehr als 40 m, so ist die Richtigkeit derselben zugleich durch eine Hypotenusenmessung oder in sonst geeigneter Weise zu prüfen . . .)

Abstecken fester Winkel (90°) **mittels Mefslatten bzw. Mefsbandes**: auf Bauplätzen: Holzwinkel von 1 bis 2 m Kathetenlänge; beim Abbinden von Fachwerken: 3 und 4 winkelt 5 oder 6 und 8 winkelt 10; beim Abstecken von Kurven wird für kurze Ordinaten auch das **Schnurdreieck** benutzt; im Gelände mittels Mefsbandes (oder einer Mefsleine) im Endpunkte *B* einer Graden *BA* eine Normale errichten: das eine Ende des Mefsbandes in *B* (Abb. 11), das andere in *a* festhalten, die Mitte des gestrafften Bandes in *b* markiert, darauf das Ende von *B* in die Verlängerung *a — b* nach *c* herumgeschlagen, ist ∠ *B A ⊥ B A* . . .

Lange Ordinaten können vermieden werden durch passende Lage der Vermessungsachsen oder durch **Abstecken von Parallelen.**

Abb. 12.

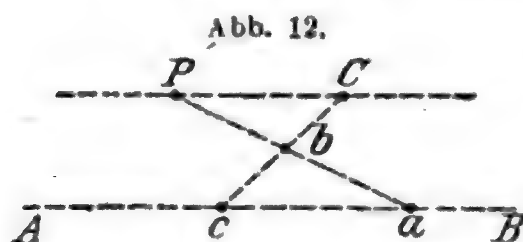
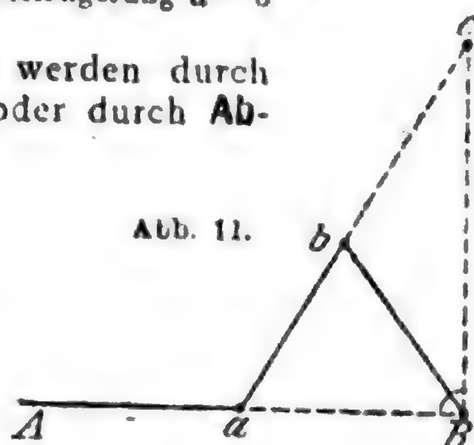


Abb. 11.

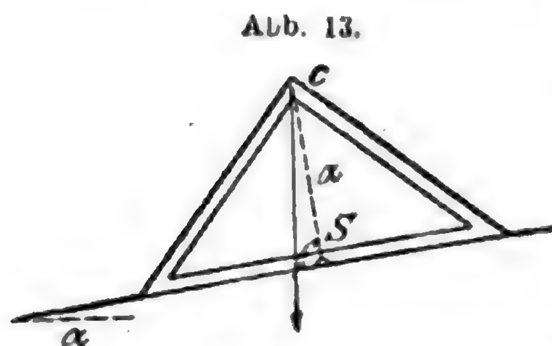


(Auch für andere Zwecke erwünscht; die Durchführung erfolgt ausgehend von der Bestimmung paralleler Linien: z. B. durch den Punkt *P* (Abb. 12) soll eine Parallele zu *A—B* abgesteckt werden; *Pa* (beliebig) ausgefluchtet; durch den Halbierungspunkt *b* eine Gerade *cb* gelegt und *bC = bc* abgesetzt, dann ist *PC* ∥ *AB*.)

C. Hülfsmittel zum Senkrecht- und Wagerechtstellen von Linien (Ebenen), Achszapfen, Drehachsen.

a) Senkel (einfacher oder Doppelsenkel) dient zum Herauf- oder Herunterloten von Punkten. **Lotgabel** dient dazu, einen Punkt auf eine Zeichnungsebene (Mefstischblatt) abzusenkeln.

Abb. 13.



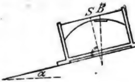
Zum **Wagerechtstellen** materieller Linien (auf dem Bauplatze) dient in einfachster Form die **Setzwage** (Abb. 13) in Verbindung mit einer Setzlatte (3 bis 5 m lang); Senkelfaden stets senkrecht; Spielpunkt *S* derjenige Punkt, dessen Verbindungslinie mit dem Aufhängepunkte *c* winkelrecht zur Unterlage steht; die Unterlage (Setzlatte) wird so lange geneigt, bis Senkelfaden auf *S* einspielt. Untersuchung und **Bestimmung des Spielpunktes**: Der Halbierungspunkt zwischen den Einspielmarken *m* in zwei um 180° verschiedenen Aufstellungen auf derselben Unterlagsgeraden ist der Spielpunkt.

b) Wasserwage oder **Kanalwage** findet auf der Baustelle zur Ausführung von Erdarbeiten Verwendung. Die freiäugige Tangente an die Oberflächenspiegel von Flüssigkeiten in kommunizierenden Gefäfsen steht wagerecht. (Zu gleichem Zwecke wird die Schlauchwage verwendet.) Der Genauigkeitsgrad dieser Hülfsmittel ist gering.

c) Für Vermessungszwecke (an geodätischen Instrumenten) kommen nur die **Libellen** oder **Niveaus** in Betracht, um Linien oder Achsen wagerecht oder senkrecht zu stellen bzw. die kleinen Neigungen gegen die wagerechte oder senkrechte Lage zahlenmäfsig zu bestimmen. Der Gefäfsform nach unterscheidet man **Dosenlibellen** und **Röhrenlibellen;** letztere nach Art ihrer Fassung als **Setzlibellen, Reiter-** oder **Hängelibellen** verwendet. Als Füllflüssigkeit kommen Spiritus, Weingeist, Schwefeläther in Betracht.

α) **Dosenlibelle.** Ein Gefäfs in Dosenform durch eine plankonkave Glasplatte geschlossen, mit Flüssigkeit gefüllt, bis nur eine kleine Luftblase bleibt. Luftblase eilt nach dem höchsten Punkte hin, so dafs der Halbmesser des jeweiligen **Blasenmittelpunktes** B senkrecht steht (Abb. 14); der Punkt S, dessen Halbmesser senkrecht zur Unterlage steht, ist der Spielpunkt; die auf dem Glasdeckel eingeritzte Mittelmarke (zwei kleine konzentrische Kreise) soll mit dem Spielpunkte zusammenfallen.

Abb. 14.

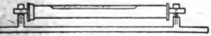


Untersuchung und Bestimmung des Spielpunktes S ähnlich wie bei der Setzwage. Abweichung des jeweiligen Blasenmittelpunktes B von dem Spielpunkte S (Mittelmarke) ist als Ausschlag der Libelle ein Mafs für die Neigung α der Unterlage.

β) **Röhrenlibelle.** Sonderfall der Dosenlibelle; der Hohlraum ist (bei feineren Libellen) tonnenförmig, erhalten durch Drehung eines Kreisabschnittes um die Sehne als Achse. Um die mit der Temperatur veränderliche Luftblasenlänge nahezu konstant zu erhalten, ist eine Kammer oder Reservoir vorgesehen. Nur in Richtung der Sehne kann die Röhrenlibelle (im Gegensatz zur Dosenlibelle) verwendet werden. Nach der Fassung verschieden: Setzlibelle oder Reiterlibelle.

γ) **Setzlibelle** Verbindung der Röhrenlibelle mit einer ebenen Unterlage derart, dafs das eine Ende gegen das andere Ende scharnierartig senkrecht gehoben und gesenkt und in jeder Lage starr erhalten werden kann, erforderlich, um eine Setzlibelle zu justieren (Abb. 15). Um die Lage der Blasenmitte (durch Beobachten der Blasenenden) schärfer zu bestimmen, ist an der Glaswandung eine lineare Teilung angebracht (bei der Libelle von Beifs-Zwicky ist die Teilung von der Glasröhre unabhängig angebracht); Nullpunkt entweder in der Mitte oder an einem Ende. Spielpunkt der Setzlibelle ist der Punkt, dessen Halbmesser winkelrecht zur Unterlage steht; eine Setzlibelle justieren, heifst, die Mittelmarke (der Teilung) zum Spielpunkt machen (Durchführung der Justierung verschieden, je nachdem eine bewegliche oder feste Unterlage zur Verfügung steht). Eine Setzlibelle ist justiert, wenn der Ausschlag (Abweichung der Blasenmitte von der Mittelmarke) in zwei um 180° verschiedenen Aufstellungen auf derselben Unterlagsgeraden derselbe ist in bezug auf die Richtung der Libelle. Zeigt die

Abb. 15.



Digitized by Google

Libelle in den beiden Aufstellungen den gleichen Ausschlag in bezug auf dasselbe Libellenende (Schrauben- oder Nichtschraubenende), so steht die Unterlage wagerecht, und der Ausschlag ist der Libellenfehler, durch die Justierschrauben fortzuschaffen. Allgemein ist die nach dem Umsetzen sich zeigende Ausschlagänderung zur Hälfte gleich dem Neigungswinkel der Unterlage, zur anderen Hälfte gleich dem Libellenfehler, wovon bei Benutzung der Libelle Anwendung gemacht wird. Wird der Ausschlag als Mafs für die Neigung im Winkelmafs verlangt, so ist die Kenntnis der **Angabe** oder (relativen) **Empfindlichkeit** der Libelle erforderlich.

Angabe ist der Winkel zwischen den Halbmessern zweier aufeinander folgenden Teilstriche und schwankt zwischen 1″ (und darunter) und 30″ (und darüber), welche Werte, bei einer Teilung nach Pariser Linien, Halbmessern von 474 m und 16 m entsprechen. Die Angabe wird am sichersten bestimmt mittels des **Legebrettes** oder **Niveauprüfers,** einer Vorrichtung zum Messen kleiner Neigungswinkel mittels Mikrometerschraube.

δ) **Reiterlibellen** zum Einrichten wagerechter Drehachsen, oder zur Bestimmung ihres Neigungswinkels sind mit geeigneten Libellenfüfsen versehen, um auf der Achse reitend aufgesetzt oder angehängt zu werden. Wirken ganz wie eine Setzlibelle in bezug auf die Libellenfufsausschnittsgerade, sind aber aufser mit Stellschrauben im senkrechten Sinne (erforderlich zur Beseitigung der Ungleichheit der Libellenfufslängen) noch mit Stellschrauben im wagerechten Sinne zu versehen, um die **Kreuzung** fortzuschaffen. Für eine justierte Reiterlibelle (Kreuzung und Ungleichheit der Libellenfufslängen beseitigt, so dafs Mittelmarketangente parallel der Fufsausschnittsgeraden) ist der Ausschlag ein Mafs für die Neigung der mechanischen Drehachse, wenn die Achszapfen gleichen Durchmesser haben; anderseits mufs durch Umsetzen in den Lagern dieser Ungleichheit Rechnung getragen werden.

Senkrechtstellen von Achszapfen mittels Dosen- oder Röhrenlibelle, mit dem Achszapfen starr verbunden, ist erreicht, wenn beim Drehen um denselben die Blase ihre Stellung nicht ändert. In dieser Anordnung kommt bei der Libelle der **Spielpunkt des Systems** in Betracht, als Punkt der Libelle, dessen Halbmesser dem Achszapfen parallel liegt; ist demnach die Libelle gegen die Achse verstellbar, so kann die Mittelmarke der Libelle zum Spielpunkte des Systems gemacht werden, z. B. Nivellierlatte mit verstellbarer Dosenlibelle: Ist die Mittelmarke Spielpunkt, so steht die Latte senkrecht, sobald die Blase auf der Mittelmarke einsteht; senkrechter Zapfen eines einfachen Nivellierinstrumentes mit stellbarer Röhrenlibelle.

Die Dosenlibelle kann zuweilen mit Vorteil durch eine **Kreuzlibelle** (zwei kreuzweise zueinander gestellte Röhrenlibellen) ersetzt werden. Bei feineren Nivellierinstrumenten kommen wohl auch **Reversionslibellen** in Anwendung, Libellen mit Doppelschliff, hergestellt derart, dafs die Tangenten der Mittelmarken zueinander parallel sind.

D. Linsen.

Die Verwendung der Linsen beruht darauf, dafs Lichtstrahlen beim Durchgange durch dieselben eine Abweichung ihres Weges (Brechung) erleiden, abhängig vom

Brechungsexponenten und den Begrenzungsflächen. Von den verschiedenen Linsenformen kommen hier nur die Sammellinsen in Betracht. Die Begrenzungsflächen sind Kugelsegmente. Die Verbindung der bezüglichen Kugelmittelpunkte $M M'$ (Abb. 16) liefert die **Achse** der Linse. Die Oeffnung der Linse $o-o$ bleibt für uns stets gering. Strahlen, parallel zur Achse, vereinigen sich nach dem Durchgange in einem Punkte der Achse, im **Brennpunkte**, im Abstande der Brennweite von der Linse. Alle Strahlen, von einem Punkte ausgehend, vereinigen sich nach dem Durchgange im **Bildpunkte**; derselbe liegt in der Achse, wenn der leuchtende Punkt in der Achse

Abb. 16.

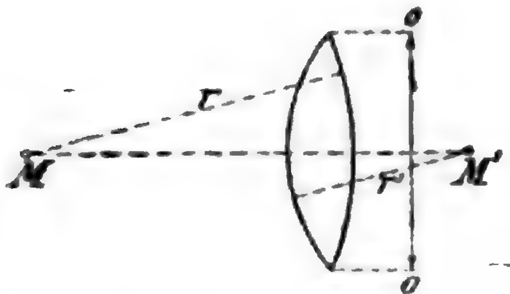
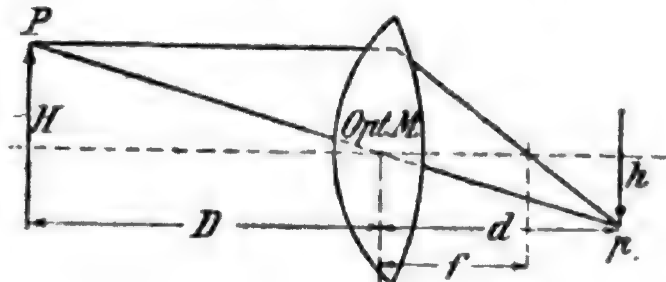


Abb. 17.



gelegen, allgemein auf dem Strahle, welcher durch den **optischen Mittelpunkt** der Linse geht; es ist dies derjenige Punkt, in der Achse der Linse gelegen, für welchen Strahlen, durch denselben hindurchgehend, keine Ablenkung, höchstens eine parallele Verschiebung erleiden. (Der optische Mittelpunkt liegt stets innerhalb der Linse, bei verschiedener Krümmung der Begrenzungsflächen der stärker gekrümmten Fläche zugerückt und bei einer plankonvexen Linse im Schnittpunkte der Achse mit der konvexen Fläche.) Leuchtender Punkt und sein zugehöriger Bildpunkt sind ihrer gegenseitigen Lage nach bestimmt durch die *dioptrische Hauptformel*, welche für unsere beschränkende Annahme bezüglich der Oeffnung der Linse in der einfachsten, für unsere Verwendung ausreichenden Form auftritt: $\frac{1}{D} + \frac{1}{d} = \frac{1}{f}$; wo D die Gegenstands-, d die Bildweite und f die Brennweite der Linse ist (Abb. 17); die Lage des Bildpunktes p, zum Gegenstandspunkte P gehörend, wird mittels der **Hauptstrahlen** bestimmt. Das Bild h eines leuchtenden Gegenstandes H kommt reell auf der anderen Seite der Linse, und zwar umgekehrt zustande, wenn d positiv, was der Fall, wenn $D > f$. Rückt der Gegenstand in die Brennweite, also $D < f$, wird d negativ, und dann liegt das Bild, und zwar aufrechtstehend, auf derselben Seite der Linse. Gröfse des Bildes $h =$ Gröfse des Gegenstandes $H \cdot \frac{d}{D}$, so dafs $\frac{d}{D}$ das Vergröfserungsverhältnis darstellt.

Zwei oder mehr Linsen miteinander vereinigt (**Linsenkombination**), lassen sich hinsichtlich ihrer Wirkungsweise ersetzen durch eine fingierte Linse gleicher Wirkung, für welche die Gleichung besteht $\frac{1}{D} + \frac{1}{d} = \frac{1}{f^x}$, wo f^x als **äquivalente Brennweite** abhängt von den Brennweiten der einzelnen Linsen und deren gegenseitigen Abständen.

a) Lupe. Eine einfache oder zusammengesetzte Konvexlinse von kleiner Brennweite, welche von nahe gelegenen Gegenständen (feinen Teilungen) stark vergröfserte Bilder erzeugen soll. Stets wird die Gegenstandsweite D kleiner als die Brennweite f gemacht, wodurch erreicht wird, dafs die Vergröfserung stets > 1; das Bild liegt, aufrecht stehend, auf derselben Seite. Damit das Bild vom Auge aus (gehalten zwischen Linse und Brennpunkt) am schärfsten, in der deutlichen Sehweite, gesehen werden kann, mufs der Gegenstand in eine für das betreffende Auge feststehende Entfernung gebracht werden (normale deutliche Sehweite 20 bis 25 cm; für Kurzsichtige 10 cm und darunter, für Weitsichtige auf 50 cm anwachsend).

b) Fernrohr soll an den Mefsgeräten vornehmlich eine scharfe Visierlinie, Visierachse, Kollimationsachse liefern und sodann vom

Gegenstande ein vergröſsertes Bild liefern. Ist aufzufassen als Vereinigung zweier Linsen oder Linsensysteme: **Objektiv** und **Okular** oder **Objektivsystem** und **Okularsystem.** Das Objektiv, einfach oder zusammengesetzt, ist eine Linse von verhältnismäßig groſser Brennweite und erzeugt vom Gegenstande, indem D stets $> 2f$, ein reelles, umgekehrtes, verkleinertes Bild; bei unseren Meſsgeräten stets aus mehreren Linsen zusammengesetzt, um die **Kugelabweichung** und die **chromatische Abweichung** möglichst unschädlich zu machen. Das Okular, stets aus mehreren Linsen zusammengesetzt, wirkt immer als Lupe, so daſs das vom Gegenstande in bezug auf das Objektiv entstandene Bild, um vom Okular als Lupe betrachtet werden zu können, innerhalb der Brennweite des Okulars entstehen muſs. Okular und Objektiv, einzeln in

Abb. 18.

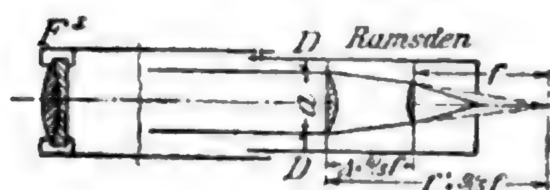


Abb. 19.

Röhren gefaſst, müssen achsial gegeneinander (mittels Zahngetriebe) verstellt werden können, entsprechend den verschiedenen Gegenstandsweiten D.

Die an den Meſsgeräten gebräuchlichsten Okularsysteme sind das Okular von Ramsden (schematische Darstellung in Abb. 18) und das Okular von Huygens oder Campani (Abb. 19).

Untersuchung der Leistungsfähigkeit eines Fernrohrs bezieht sich auf Untersuchung der optischen Kraft der Linsen, sodann auf die mechanische Ausführung. In bezug auf optische Kraft kommen in Betracht: Vergröſserung, Gesichtsfeld, Helligkeit, Deutlichkeit.

Vergröſserung ist das lineare Verhältnis zwischen Gröſse des Bildes, im Fernrohr gesehen, zur Gröſse des Gegenstandes, mit freiem Auge gesehen (beides auf dieselbe Entfernung bezogen), oder Verhältnis zwischen der Gröſse der betreffenden Winkel. Dies Verhältnis ist genähert $v = \frac{Fx}{fx}$. (Brennweite des Objektivsystems durch Brennweite des Okularsystems.)

Das praktisch einfachste Verfahren v zu bestimmen, ist folgendes: Man wirft das Bild eines Skalenteils einer Nivellierlatte auf die Latte zurück und zählt ab, wieviel Skalenteile jetzt überdeckt werden; dies Verfahren erfordert einige Uebung, indem gleichzeitig mit einem Auge das Bild im Fernrohr und mit dem anderen Auge der Gegenstand selbst betrachtet werden muſs.

Gesichtsfeld. Der bezüglich des Okulars nicht voll wirkende Teil des durch das Objektiv vom Gegenstande erzeugten Bildes wird durch den **Diaphragmaring** DD (vom Durchmesser a), gleich der wirksamen Oeffnung der Okularlinse, fortgeschnitten (Abb. 18 u. 19), wodurch das Gesichtsfeld (der beim Durchblicken durch das Fernrohr gleichzeitig zu übersehende kegelförmige Raum) festgelegt wird. Als Maſs für das Gesichtsfeld gilt der Oeffnungswinkel dieses Kegels, bestimmt durch Beobachten nach einer Skalenlatte.

Helligkeit des Fernrohrs ist stets geringer als diejenige des Sehens mit freiem Auge; letztere = 1 gesetzt, beträgt diejenige des Fernrohrs im Maximum 0,85; unter 0,50 wird bei der Anwendung nicht herabgegangen.

Deutlichkeit wird beurteilt durch Beobachten scharf gezeichneter dunkler Figuren auf hellem Grunde (auch nach Sternen, dann aber Vorsicht wegen Parallaxe); es darf das Bild keine Verzerrung der geraden Grenzlinien und möglichst wenig Farbenabweichung aufweisen.

Visier oder **Kollimationsachse** ist die Verbindungslinie vom optischen Mittelpunkt des Objektivs und Fadenkreuzpunkt; letzterer wird materiell erhalten, indem in der Diaphragmaebene ein Spinnfadennetz aufgespannt, oder indem die Netzlinien auf ein Glasplättchen geritzt (photographisch übertragen) und dieses an dem Diaphragmaring befestigt wird. Der Visierachse kann gegen die Fernrohrwandung eine geforderte Lage gegeben werden durch Bewegung des Fadenkreuzpunktes mittels Stellschrauben. Das Objektiv als Träger des optischen Mittelpunktes wird für denselben Zweck nur selten verstellbar eingerichtet.

Einstellen eines Objektes. Das Fadennetz wird für das Auge in die deutliche Sehweite gebracht (durch Verschieben des Diaphragmas gegen das gesamte Okular bei Ramsden, oder der eigentlichen Okularlinse gegen das Diaphragma bei Huygens); darauf wird mittels Zahngetriebes das Okularsystem gegen das Objektivsystem bewegt, bis das Bild des Gegenstandes ebenfalls deutlich gesehen wird.

Parallaxe ist Abweichung der Bildebene von der Fadennetzebene; wird erkannt durch Bewegen des Auges vor dem Schauloch des Okulars und mufs der nicht zentralen Aughaltung wegen beseitigt werden.

Wenn Handfernrohre aufrechtstehende Bilder erzeugen, erfordern sie im Vergleich zum einfachen Fernrohr ein Linsensystem mehr.

c) Mikroskope sind Fernrohre im kleinen und sollen von nahe gelegenen Gegenständen (Teilskalen) stark vergröfserte Bilder erzeugen. Hierbei ist das Objektivsystem eine Linse kleiner Brennweite, und der zu betrachtende Gegenstand wird in die Entfernung $D \frac{> 1f}{< 2f}$ gebracht.

Wird in der Diaphragmaebene ein mittels Mikrometerschraube verschiebbarer Faden angeordnet (Schraubenmikroskop), so kann dadurch das zu betrachtende Teilintervall in seinem Bilde weiter untergeteilt werden (z. B. ein nach 10′ direkt geteilter Kreis kann nach ″ abgelesen werden). Werden die Stellungen des beweglichen Fadens, den vollen Umdrehungen der Mikrometerschraube entsprechend, durch eine in der Diaphragmaebene befestigte Glasskala ersetzt, so erhält man ein Schätzmikroskop.

E. Instrumente zum Messen von Winkeln.

a) Der **einfache Theodolit** zum Messen von Horizontalwinkeln. Seine wesentlichen Bestandteile sind (Abb. 20): **Limbus** oder Teilkreis L in fester Verbindung mit dem Untergestell u, welches mittels dreier Stellschrauben auf dem Stativ oder Beobachtungspfeiler aufsteht;

Senkrechter Zapfen *V* zentrisch zum Limbus im Untergestell (als Büchse) gelagert; mit dem Zapfen fest verbunden die **Alhidade** (Alhidadenkreis) *AA* als Indexträger sowie der Aufbau als Lager für das

Abb. 20.

Fernrohr *FF*, welches die Zielachse oder Kollimationsachse liefert;

Libelle (Dosen-, Röhren- oder Reiterlibelle), verschieden angeordnet in Verbindung mit *V*. Zapfen *V*, Kippachse des Fernrohrs und Kollimationsachse müssen zueinander winkelrecht stehen, in ihren Verlängerungen in einem Punkte sich schneiden; Zapfen *V* (mittels Libelle senkrecht gestellt) mufs verlängert durch den Aufstellungsgrat gehen.

Jeder ausgeführte Theodolit ist mit **Fehlern** behaftet,

a) solchen, welche durch Justiervorrichtungen beseitigt bzw. auf das kleinste Mafs herabgedrückt werden können,

b) solchen, welche nicht wegjustierbar sind, und deren Einfluß auf das Ergebnis, ebenso wie der verbleibende Restfehler aus a, durch Kompensation unschädlich gemacht werden mufs.

Abb. 21.

Zu a): 1. **Kollimationsfehler** γ (Abb. 21) (Abweichung der Ziellinie von der Stellung 90° zur Fernrohrdrehachse) wird erkannt u. a. durch Umlegen in den Lagern (nach 2γ), durch Durchschlagen und Drehen (nach 4γ) und wird beseitigt durch die wagerecht wirkenden Stellschrauben des Fadennetzes am Fernrohr (soll eine ausgesteckte Linie mit Hülfe des Theodoliten verlängert werden, dann Durchschlagen **und Umlegen in den Lagern**).

2. **Neigungsfehler** *i* der Fernrohrdrehachse gegen die Wagerechte. Bei einem Instrument mit Reiterlibelle wird der Zapfen scharf senkrecht gestellt; der Ausschlag der justierten Reiterlibelle gibt den Neigungsfehler *i*; er wird fortgeschafft durch Justieren an dem einen beweglich eingerichteten Achslager. Bei einem Instrument ohne Reiterlibelle wird ein hoch gelegener Punkt auf eine im Horizont der Fernrohrachse gelegte Skala in beiden Fernrohrlagen herunterprojiziert; darauf wird das Fernrohr auf den Halbierungspunkt eingestellt, nach dem ursprünglichen Punkte zurückgekippt und die Visierlinie mittels der Achslagerkorrektion auf den Punkt zum Einstehen gebracht.

Zu b) 1. Limbus und Alhidadenzentrum fallen nicht zusammen: es entsteht **Exzentrizität** der Alhidade; wird unschädlich gemacht durch Ablesen an zwei (nahezu) diametral gegenüberstehenden Indizes und Mittelbildung oder durch Ablesen an einem Index, aber Beobachten in zwei Fernrohrlagen und Mittelbildung.

2. Verlängerte Visierachse schneidet nicht den Vertikalzapfen: es entsteht **Exzentrizität** der **Ziellinie** (bei einzelnen Instrumenten zur Erzielung einer gedrungenen Bauart absichtlich angeordnet); sie wird unschädlich gemacht durch Beobachten in zwei Fernrohrlagen und Mittelbildung.

Die verbleibenden Achsfehler: v Schiefstellung des Zapfens, i Neigungsfehler der Drehachse und Kollimationsfehler γ erzeugen die entsprechenden Projektionsfehler (v), (i), (γ) mit dem Höhenwinkel h des anvisierten Punktes veränderlich; es ist $(v) = v \operatorname{tg} h \cos$ Hülfswinkel;

$$(i) = i \operatorname{tg} h; \; (\gamma) = \gamma \left(\frac{1}{\cos h} - 1 \right).$$

Durch Beobachten an zwei diametral angebrachten Indizes in beiden Fernrohrlagen und Mittelbildung werden die Fehlereinflüsse, herrührend von i und γ (namentlich wenn sie klein gehalten werden), vollständig beseitigt; hingegen kann der Fehler, herrührend von v, durch das Beobachtungsverfahren niemals beseitigt werden (deshalb Vorsicht beim Senkrechtstellen, namentlich wenn stark ansteigende oder geneigte Visuren in Betracht kommen).

Das **Einstellen** eines Objekts (Bildpunkt mit Fadenkreuzpunkt zusammenfallend) erfolgt roh freihändig, fein mittels der **Klemm-** oder **Bremsvorrichtungen** (Randklemmen, Zentralklemmen).

Ablesevorrichtungen: Nonien (Schätz- und Schraubenmikroskope). Ist die Hauptteilung nach der Einheit J (z. B. 20′) unterteilt, so wird der Indexträger mit einer Nebenskala nach der Teilungseinheit N so versehen, daſs die Beziehung besteht

$$\left.\begin{array}{ll} (n-1)\,J = n\,N & \text{für nachtragende} \\ (n+1)\,J = n\,N & \text{für vortragende} \end{array}\right\} \text{Nonien.}$$

$J - N$ bzw. $N - J = \frac{J}{n} = a =$ **Angabe** des **Nonius.**

Der Nullpunkt der Neben- oder Nonienskala ist stets der Index, dessen Stellung gegen die Hauptteilung abgelesen werden soll. Fällt der m-Teilstrich der Nonienskala mit einem Teilstrich der Hauptskala zusammen, so ist der Abstand des Index vom nächst vorhergehenden Teilstriche der Hauptskala $\Delta J < J = m a$.

(Kreisteilungen zeigen nur nachtragende Nonien: Bedeutung und Verwendung der Ueberstriche.)

Beim **Repetitionstheodoliten** wird die Lage des Limbus gegen das Untergestell verstellbar gemacht durch Anordnung eines Doppelachsensystems.

Messung der Winkel: nach dem **einfachen Winkel** (einzeln oder nach dem Repetitionsverfahren), wenn nur zwei Richtungen im Scheitelpunkt einlaufen, oder nach **Richtungen**, wenn $n >$ zwei Richtungen einlaufen; für die verschiedenen Fälle gesonderte Schemata, oder, die einfache Winkelmessung als besonderer Fall der Richtungsmessung angesehen, ein gemeinsames Schema für Messung nach Richtungen. Beispiel:

Punkt	Ablesung am Kreise					Mittel			Richtung			Standmittel			Gesamtmittel			Bemerkungen
	Nonius I			Nonius II														
	0	'	"	'	"	0	'	"	0	'	"	0	'	"	0	'	"	
						Im Punkte 13												
14	0	03	00	02	30	0	02	45	0	00	00	0	00	00				
12	59	38	30	39	00	59	38	45	59	36	00	59	35	45				
1	103	17	30	17	45	103	17	38	103	14	53	103	14	45				
	(durchgeschlagen)																	
1	283	17	30	18	00	283	17	45	103	14	37							
12	239	38	00	39	15	239	38	38	59	35	30							
14	180	02	45	03	30	180	03	08	0	00	00							

und weitere an äquidistanten Stellen beobachtete Stände.

Theodolit zum Messen von Höhenwinkeln (Tiefenwinkeln), **Zenitdistanzen.** Hierzu erforderlich ein senkrechter Teilkreis, fest mit der Fernrohrdrehachse verbunden, und parallel hierzu eine Röhrenlibelle (nicht Dosenlibelle), welche praktisch bequem mit dem Indexträger verbunden ist, bei einfacheren Instrumenten mit dem Aufbau verbunden. Alle Ablesungen am senkrechten Kreise erfolgen für anvisiertes Objekt bei einspielender Libelle. Je nach der Bezifferung des Senkrechtkreises werden Höhenwinkel α oder Zenitdistanzen z erhalten (letzteres bequemer), wo dann $\alpha + z = 90^0$ und z von 0 bis 180^0;

z unter 90^0 entspricht einem Höhenwinkel,
z über 90^0 „ „ Tiefenwinkel.

Der **Indexfehler** (entspricht der Lage der wagerechten oder senkrechten Visur: Horizontpunkt oder Zenitpunkt), um welchen alle Einzelablesungen fehlerhaft sind, wird durch Beobachten in beiden Fernrohrlagen nach demselben Objekt ermittelt. Das Mittel selbst ist vom Indexfehler frei. (Lage des Zenitpunktes bei $\frac{A_1 + A_2 + 360}{2}$, wenn A_1 und A_2 die Mittel aus den Ablesungen an den Indizes in der ersten und zweiten Fernrohrlage bedeuten.) Der Indexfehler wird beseitigt, je nach der konstruktiven Anordnung, entweder durch Verstellen des Fadennetzes oder der Indizes (fliegende Nonien).

b) Bussoleninstrumente.

(Für Messungen unter der Erde von großer Wichtigkeit, über der Erde mit Vorteil hauptsächlich zu Kontrollmessungen, Orientierungen und Aufnahmen untergeordneter Bedeutung verwendet.)

Teilkreise höchstens auf $^1/_2{}^0$ unterteilt; Visuren dioptrisch oder mittels Fernrohre von geringer Leistungsfähigkeit. Gemessen werden magnetische Azimute (als Horizontalwinkel zwischen Visierebene und magnetischem Meridian). Genauigkeit im Vergleich zur Messung mit dem Theodoliten viel geringer (im Verhältnis 1 : 10), wodurch das Verwendungsgebiet festgelegt ist. Statt Ablesungen in der Ruhelage der Nadel (zeitraubend und fehlerhaft), wird die der Ruhelage entsprechende Ablesung aus drei aufeinander folgenden Amplitudenbeobachtungen abgeleitet,

$$\text{Resultat} = \frac{a_1^r + 2a_1^e + a_2^r}{4} = \frac{a_1^e + 2a_2^r + a_2^e}{4} \text{ usw.}$$

Für den Handgebrauch ist **Schmalkalders Patentbussole** sehr bequem.

Sollen die Bussoleninstrumente zur Orientierung von Plänen verwendet werden, so ist die **Deklination** zu berücksichtigen (säkulare, täglich periodische und täglich unregelmäfsige Schwankungen).

Zur Winkelmessung ohne feste Aufstellung dienen die Reflexionsinstrumente, z. B. der **Spiegelsextant.**

F. Anordnung von Polygonzügen.

Um eine zusammenhängende Horizontalaufnahme durchzuführen, wird ein System von Stützpunkten und Stützlinien (Vermessungsachsen) als Grundgerippe verlangt, gegen welche im Detail beliebig viele Punkte (nach rechtwinkligen ebenen Koordinaten) weiter festgelegt werden können. Dieses Grundgerippe wird in sich festgelegt durch Vereinigung von Längenmessungen mit (Horizontal-)Winkelmessungen. Auf Grund der Messungen erfolgt die Berechnung der Koordinaten der Punkte und darauf gestützt die Anfertigung des Planes (in verjüngtem Mafsstabe). Die Richtung der $+x$-Achse ist entweder gegeben oder beliebig gewählt, dann wird die Richtung der $+y$-Achse erhalten durch **Rechtsdrehen der $+x$ um 90°** (amtlich vorgeschrieben).

Abb. 22.

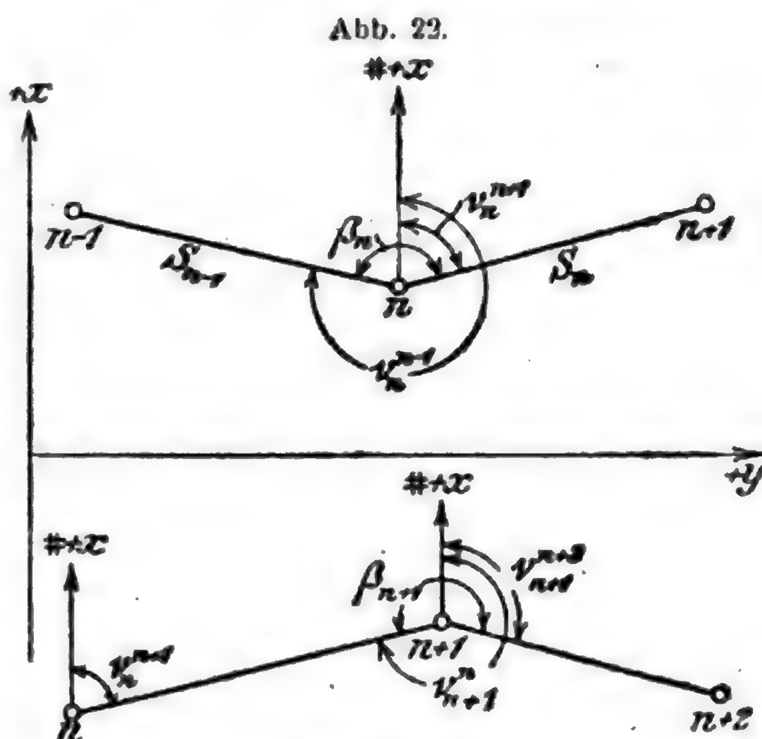


Abb. 22a.

a) Allgemeine Bezeichnungen und Beziehungen. $n-1, n, n+1$ drei aufeinander folgende Punkte des Zuges (Abb. 22),

S = Streckenlänge (ohne Vorzeichen),

β_n = Brechungswinkel, zählt von 0 bis 360°, überstrichen von dem Schenkel nach dem vorhergehenden Punkte durch Rechtsdrehen nach dem folgenden Punkte,

$\nu_n^{n\pm1}$ = Neigungswinkel der Strecke, ausgehend vom Punkte n nach dem Punkte $n \pm 1$, gegen die durch den Punkt n gelegte Parallele zur $+x$-Achse, zählt von 0 bis 360°,

$y_{n+1} = y_n + \Delta y_n; \quad x_{n+1} = x_n + \Delta x_n,$

$\nu_{n+1}^n = \nu_n^{n+1} \pm 180°; \quad \nu_{n+1}^{n+2} = \nu_n^{n+1} \pm 180° + \beta_{n+1}$ (Abb. 22a).

I. Hauptaufgabe.

Gegeben: P_n durch $y_n\, x_n$; S_n und ν_n^{n+1}

gesucht: P_{n+1} durch $y_{n+1}\, x_{n+1}$.

$$\Delta y_n = S_n \sin \nu_n^{n+1}; \quad \Delta x_n = S_n \cos \nu_n^{n+1}.$$

$$y_{n+1} = y_n + \Delta y_n; \quad x_{n+1} = x_n + \Delta x_n.$$

II. Hauptaufgabe.

Gegeben: P durch $y_P\, x_P$; Q durch $y_Q\, x_Q$.

gesucht: $S_P^Q = S$ und ν_P^Q.

$$\operatorname{tg} \nu_P^Q = \frac{y_Q - y_P}{x_Q - x_P}; \qquad S = \frac{y_Q - y_P}{\sin \nu_P^Q} = \frac{x_Q - x_P}{\cos \nu_P^Q}$$

$$\left(\text{evtl. zur Kontrolle } \operatorname{tg}(45 + \nu_P^Q) = \frac{(x_Q + y_Q) - (x_P + y_P)}{(x_Q - y_Q) - (x_P - y_P)}\right).$$

Für die Berechnung von S wird log sin ν und log cos ν unmittelbar aus log tg in der Logarithmentafel interpoliert. Der Quadrant von ν (0 bis 360°) ist durch das Vorzeichen der Koordinatendifferenzen bestimmt:

ν liegt im	I.	II.	III.	IV. Quadranten, wenn
Δy :	+	+	—	—
Δx	+	—	—	+

Werden die β eines Polygonzuges mit dem Theodoliten gemessen:

b) Theodolitpolygonzug. 1. **offener Zug,** wenn der letzte Punkt mit dem ersten nichts gemein hat; in der Bearbeitung einfach, jedoch ohne summarische Kontrolle (Bussole zur Kontrolle).

2. **geschlossener Zug,** wenn der Zug in sich zurückläuft, also P_n mit P_0 und P_{n+1} mit P_1 zusammenfällt; gewährt eine summarische Kontrolle und findet Verwendung bei vollständig unabhängig durchgeführten Aufnahmen.

3. **offener, zwangsweise geschlossener Zug** zwischen zwei ihrer gegenseitigen Lage nach bereits bestimmte Punkte zwischengespannt (zur Verdichtung der Stützpunkte und Stützlinien angeordnet), gewährt wie 2. eine summarische Kontrolle. Um 2. und 3. eindeutig zu bestimmen, sind $2n - 3$ voneinander unabhängige, gemessene Stücke (S und β) erforderlich; werden in 2. und 3. alle S und alle β gemessen, also $2n$ Stücke, so sind drei Stücke überschüssig gemessen, mithin müssen zwischen den gemessenen Stücken (infolge der unvermeidlichen Messungsfehler) drei **Widerspruchsgleichungen** auftreten. Die absoluten Werte derselben geben ein Maſs für die Genauigkeit der Messung und deren amtliche Gültigkeit. Um dieselben z. B. für 2. anzusetzen, ist zu berücksichtigen, daſs in einer geschlossenen Figur (ohne Messungsfehler)

1. Summe der Brechungswinkel — dem n-fachen von $180^\circ = 0$
2. Summe der Ordinatendifferenzen . . . . $= 0$
3. Summe der Abszissendifferenzen . . . . $= 0$

sein mufs; infolge der Messungsfehler wird gefunden

$$f_\beta = [\beta]_1^n - n \,.\, 180; \quad f_y = [\Delta \mathfrak{y}]_0^{n-1}; \quad f_x = [\Delta \mathfrak{x}]_0^{n-1}.$$

Zu 3. gegeben $A: y_A\, x_A$; $B: y_B\, x_B$; $P: y_P\, x_P$; Q durch $y_Q\, x_Q$ ist $\Delta Y = y_P - y_A$; $\Delta X = x_P - x_A$ sowie ν_A^B; ν_P^Q ermittelt; für den Zug, zwischen A und P eingespannt (Abb. 23), haben die Widerspruchsgleichungen die analoge Form:

$$f_\beta = \nu_A^B + [\beta]_A^P - n\,180 - \nu_P^Q; \; f_y = [\Delta \mathfrak{y}]_A^{P-1} - \Delta Y; \; f_x = [\Delta \mathfrak{x}]_A^{P-1} - \Delta X.$$

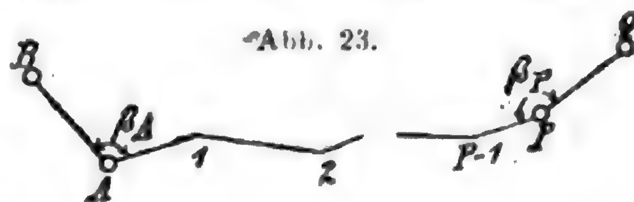


Abb. 23.

f_β resultiert aus den Messungsfehlern der β; ist der mittlere Winkelmessungsfehler (im Durchschnitt) $= m$, so wird nach dem Fehlerfortpflanzungsgesetze $f_\beta = \pm m \sqrt{n}$; setzt man $f_S = \sqrt{f_y^2 + f_x^2}$, so kann verlangt werden $f_S < \frac{0{,}01}{0{,}03} \sqrt{}$ aus der gesamten Länge.

Amtlich zulässige Fehlergrenzen nach der preufsischen Katasteranweisung $f_\beta' \leqq 1{,}5' \sqrt{n}$ und äufserstenfalls das Doppelte dieses Betrages;

in ebenem, günstigem Gelände f_S höchstens $= 0{,}01 \sqrt{4\,[S] + 0{,}0050\,[S]^2}$
„ „ mittlerem „ $= 0{,}01 \sqrt{6\,[S] + 0{,}0075\,[S]^2}$
„ unebenem, ungünstigem Gelände $= 0{,}01 \sqrt{8\,[S] + 0{,}0100\,[S]^2}$

(In der Praxis bleiben die Werte f_β und namentlich f_S in der Regel weit innerhalb dieser Grenzen.) Ein grober Messungsfehler in der Streckenmessung (Verzählen einer ganzen Lattenlage) wird aufgeklärt, indem man $\operatorname{tg} \nu = \frac{f_y}{f_x}$ ermittelt; der Fehler liegt, wenn nicht noch wo anders grobe Messungsfehler begangen sind, in derjenigen Strecke, deren Neigungswinkel dem ermittelten Werte ν nahekommt.

Sind f_β, f_y, f_x zulässig, so werden sie zum Verschwinden gebracht nach praktisch bewährten Näherungsverfahren (streng durch Ausgleichung nach der Methode der kleinsten Quadrate).

Es wird f_β auf alle Brechungswinkel gleichmäfsig verteilt (bzw. diejenigen mit kürzeren Schenkeln erhalten gröfsere Verbesserungen); mit den so verbesserten Neigungswinkeln werden die $\Delta \mathfrak{y}$ und $\Delta \mathfrak{x}$ berechnet, und die sich ergebenden Werte f_y, f_x (wenn f_S zulässig) werden auf die einzelnen Koordinatenunterschiede verteilt nach einem der folgenden Verfahren:

1. nach Verhältnis der Streckenlängen S,
2. „ „ „ absoluten Längen der Koordinatenunterschiede,
3. „ „ „ Summen aus Streckenlängen und Koordinatenunterschieden.

Je kleiner $f_y\, f_x$ selbst (also je sorgfältiger gemessen), umsomehr führen die verschiedenen Näherungsverfahren auf dasselbe Ergebnis. Um f_β klein zu erhalten, ist bei der Messung des β auf sorgfältigste Zentrierung des Theodoliten und der Objekte zu achten.

c) **Bussolenpolygonzug** (β mit der Bussole gemessen) ist im Vergleich mit dem Theodolitzug im einzelnen ungenauer, zeigt aber eine günstigere Fehlerfortpflanzung in bezug auf ν. Theodolitzüge sind mit möglichst langen Streckenlängen, Bussolenzüge mit möglichst kurzen Streckenlängen anzuordnen. Bei der Bussolenmessung wird der Neigungswinkel jeder Strecke unabhängig doppelt erhalten; soll diese günstige Kontrolle nicht ausgenutzt werden, kann man mit **Sprungständen** arbeiten, indem nur in jedem zweiten Punkte das Bussoleninstrument aufgestellt wird.

G. Kleintriangulation.

Bei mehr geschlossener Geländeform wird ein System von Stützpunkten im Gelände so ausgewählt, dafs die Verbindungslinien als Seiten von Dreiecken auftreten, die sich in der einfachsten Form zur Dreieckskette (jedes folgende Dreieck hat mit dem vorhergehenden eine Seite gemein), allgemein zum Dreiecksnetz (hier Kleintriangulationsnetz) zusammenschliefsen. Bei Anschlufs an eine bestehende Vermessung sind zur Festlegung nur Horizontalwinkelmessungen erforderlich, indem Seitenlänge und Orientierung aus der bestehenden Vermessung hervorgeht, sonst aufser der Winkelmessung die Messung (mindestens) einer Seite und die Orientierung erforderlich. Letztere entweder durch Messen des astronomischen Azimuts einer Seite oder in vielen Fällen ausreichend mittels Bussoleninstruments. Die Kleintriangulation hat den Vorzug der praktisch bequemeren Durchführung, indem hauptsächlich Winkelmessungen in Betracht kommen, aber, was viel wichtiger ist, die Kleintriangulation gewährt schrittweise im Schlufsfehler der einzelnen Dreiecke eine Kontrolle, während beim Polygonzuge nur am Ende eine summarische Kontrolle vorliegt. Ist der mittlere Fehler eines gemessenen Winkels $= m$, so darf der Dreieckschlufsfehler betragen $\pm m\sqrt{3}$.

Die Ausgleichung der gemessenen Winkel einer einfachen Dreieckskette erfolgt, indem man den Schlufsfehler (sobald derselbe zulässig) auf alle drei Winkel gleichmäfsig verteilt; in Dreiecksnetzen infolge der auftretenden Seitengleichungen umständlicher. Die Dreiecke selbst werden als ebene Dreiecke aufgefafst, indem der sphärische Exzefs, welcher bei einem gleichseitigen Dreiecke von rund 21 km Seitenlänge erst 1″ beträgt, vernachlässigt wird. Für die ausgeglichene Netzfigur müssen die Koordinaten der Punkte, unabhängig vom Rechnungswege, innerhalb der Rechnungsabrundung gleich sein.

Gegen Punkte der Kleintriangulation bzw. des Polygonzuges können neue Punkte lediglich durch Horizontalwinkelmessung festgelegt werden nach den Methoden der

1. Trigonometrischen Punktbestimmung durch

1. **Einschneiden** (vorwärts und seitwärts), wodurch immer nur ein Punkt neu bestimmt wird von beliebig vielen (mindestens zweien) aus.
2. **Einschalten,** mehrere Punkte gleichzeitig gegen mindestens drei gegebene Punkte.

3. **Einketten,** beliebig viele Punkte in einer Dreieckskette angeordnet zwischen zwei gegebene Punkte eingespannt.

4. **Rückwärtseinschneiden** (Snellius- oder Pothenot-Verfahren), ein neuer Punkt (Aufstellungspunkt des Theodoliten) wird festgelegt, indem die Richtungen nach drei gegebenen Punkten gemessen werden.

5. Nach **Aufgabe der unzugänglichen Distanz:** Zwei neue Punkte werden gegen zwei gegebene Punkte festgelegt, indem nur in den neuen Punkten Winkel gemessen werden.

Abb. 24.

Für Ingenieurzwecke sind die Verfahren unter 4. und 5. von besonderer Wichtigkeit.

Zu 4. Punkt P ist eindeutig bestimmt, wenn in P die Winkel α und β nach den der Lage nach (durch ihre Koordinaten) gegebenen Punkten I II III gemessen werden (Abb. 24). Die Aufgabe ist trigonometrisch gelöst, sobald die Winkel φ_1 und φ_3 aus den gegebenen und gemessenen Stücken ermittelt werden. Aus den Koordinaten der gegebenen Punkte wird S_1 S_2 und γ ermittelt, dann ist

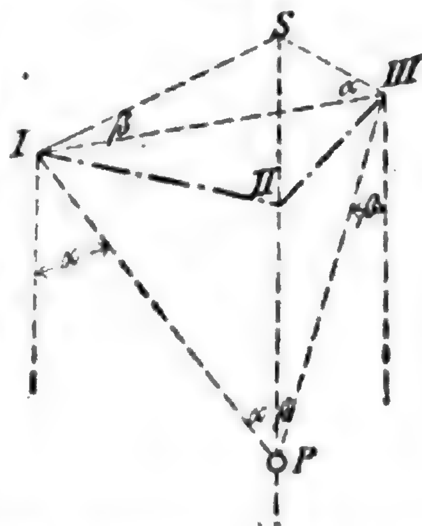
a) $$\frac{\varphi_1 + \varphi_3}{2} = 180 - \frac{\alpha + \beta + \gamma}{2}$$ bekannt; wird sodann

$$\frac{\sin\varphi_1}{\sin\varphi_3} = \frac{\frac{\sin\alpha}{S_1}}{\frac{\sin\beta}{S_2}} = \operatorname{cotg}\mu$$ (wo μ Hülfswinkel) gesetzt, so ist

b) $$\operatorname{tg}\frac{\varphi_1 - \varphi_3}{2} = \operatorname{tg}\frac{\varphi_1 + \varphi_3}{2}\operatorname{tg}(45 - \mu);$$

aus a) und b) werden φ_1 und φ_3 einzeln erhalten, dann können die Entfernungen von P nach I II III berechnet werden und die Uebertragung der Koordinaten von I II III nach P erfolgen. Die Aufgabe wird unmöglich, wenn P und die drei gegebenen Punkte auf demselben Kreise liegen. Die Punktbestimmung von P wird gut, wenn P im Innern des Dreiecks I II III liegt oder wenn dies Dreieck dem Punkte P eine ausspringende Ecke zukehrt.

Abb. 25.



Konstruktive Lösung (Abb. 25). I II III nach den gegebenen Koordinaten im verjüngten Maßstabe aufgetragen; gegen I III in I $\sphericalangle\beta$, in III $\sphericalangle\alpha$ angetragen, liefert den Schnittpunkt S, so daß P auf S II mit S—I—III auf demselben Kreise liegt; an den Parallelen S II in I den $\sphericalangle\alpha$ oder in III den $\sphericalangle\beta$ abgesetzt, liefert den Punkt P.

Sonderfall der Aufgabe 4. I II III liegen in derselben Geraden, also $\gamma = 0$; gesucht Entfernung P II; indirekte Entfernungsmessung bei Ermittlung von Zentrierungselementen.

Sind in P die Richtungen nach $n > 3$ Punkten beobachtet, so ist die Aufgabe überbestimmt, und die endgültige Lage von P (nach Koordinaten) wird am sichersten und einfachsten erhalten unter Anwendung der Methode der kleinsten Quadrate.

Zu 5. Gegeben die Punkte I und II durch ihre Koordinaten, so ist S, event. r_{I}^{II} bestimmt. Werden in den zu bestimmenden Punkten A und B die Winkel α β γ δ gemessen, so ist die Aufgabe eindeutig bestimmt und trigonometrisch gelöst, wenn z. B. φ_2 und ψ_2 einzeln ermittelt. Es ist (Abb. 26)

a) $\varphi_2 - \psi_2 = 180 - (\beta + \gamma + \delta)$, ferner I A doppelt dargestellt

$$\frac{S \sin \psi_2}{\sin \alpha} = \frac{S \sin \varphi_2}{\sin \delta} \cdot \frac{\sin \gamma}{\sin (\alpha + \beta)} \text{ oder } \frac{\sin \varphi_2}{\sin \psi_2} = \frac{\sin \delta}{\sin \alpha} \cdot \frac{\sin (\alpha + \beta)}{\sin \gamma} = \operatorname{cotg} \lambda$$

(als Hülfswinkel) gesetzt, liefert

b) $$\operatorname{tg} \frac{\varphi_2 + \psi_2}{2} = \operatorname{tg} \frac{\varphi_2 - \psi_2}{2} \cdot \operatorname{tg} (45 + \lambda);$$

aus a) und b) sind φ_2 und ψ_2 einzeln bestimmt, und nun kann die Berechnung der Entfernungen und Uebertragung der Koordinaten von I und II nach A und B erfolgen. Die Aufgabe wird unmöglich, wenn A und B zugleich in der Strecke I—II oder deren Verlängerung liegen; ein Punkt, in oder nahe in der Strecke gelegen, beeinträchtigt die Schärfe der Lösung nicht, wenn die Rechenprobe $\frac{\sin \varphi_2}{\sin \psi_2} = \operatorname{cotg} \lambda$ ausgenutzt wird.

Abb. 27.

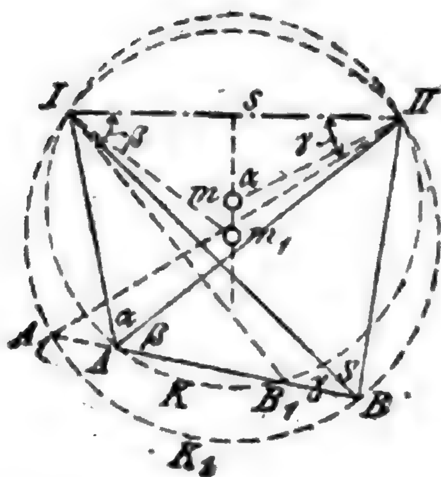
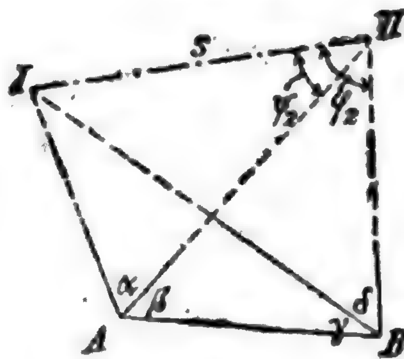


Abb. 26.



Eine indirekte Lösung von Delambre, ausgehend von der Strecke $A—B$, findet u. a. Anwendung zur indirekten Entfernungsbestimmung I—II mit Hülfe der gemessenen Standlinie $A—B$.

Konstruktive Lösung (Abb. 27). Wird Strecke I—II in gewähltem Mafsstab aufgetragen und im Halbierungspunkt eine Normale errichtet, so müssen auf derselben die Mittelpunkte m und m_1 der Konstruktionskreise K und K_1 liegen; durch Antragen von $90 - \alpha$ bzw. $90 - \delta$ an die Sehne I II erhält man die Punkte m und m_1 selbst und somit K und K_1; trägt man sodann an I II in I den Winkel β und in II den Winkel γ an, so erhält man die Punkte A_1 und B_1, und die Gerade $A_1 B_1$ gezogen, liefert mit den Konstruktionskreisen die Punkte A und B. $A B$ I II ist die gesuchte Figur.

2. Flächeninhaltsermittlung.

Mechanische Quadratur erfolgt, gestützt auf Messungsdaten oder auf einem in gegebenem Mafsstabe gezeichneten Plan. Die Auswertung

erfolgt rechnerisch für die gemessenen bzw. abgegriffenen Meßzahlen oder graphisch auf mechanischem Wege.

1) **Auf rechnerischem Wege.** Ein geradlinig begrenztes n-Eck, durch die Koordinaten der Eckpunkte gegeben, wird im Flächeninhalt ermittelt nach der Summenformel

$$2\,F = \Sigma y_n (x_{n+1} - x_{n-1}) = -\Sigma x_n (y_{n+1} - y_{n-1}).$$

Ist das N-Eck (Achteck, Abb. 28) im Plane gezeichnet, z. B. in folgender Weise: Parallel zu zwei Eckpunkten 1 und 3 werden die Parallelen a, b, c, d, e gezogen und auf einer hierzu Senkrechten I II die Größen $h_1\ h_2\ h_3\ h_4\ h_5\ h_6$ abgegriffen, so ist

$$2\,F = a\,(h_1 + h_2) + b\,(h_2 + h_3) + c\,(h_3 + h_4) + d\,(h_4 + h_5) + e\,(h_5 + h_6);$$

geht das n-Eck in ein n-Eck von unendlich kleinen Seiten über und kann dann $h_1 = h_2 = h_3 \ldots = h$ gesetzt werden, wird

$$F = h\,(a + b + c + \ldots).$$

Ist eine Fläche beliebig krummlinig begrenzt und wird sie durch Parallelen im Abstand h (Abb. 29) geschnitten, so ist angenähert

$$F = (y_0 + y_m)\,\frac{h}{2} + h\,(y_1 + y_2 + \ldots y_{m-1})$$

(entspricht streng der geradlinigen Begrenzung zwischen zwei aufeinander folgenden Punkten). In diesem Falle F genauer unter Anwendung der Simpsonschen Regel, wonach die unbekannte Kurve durch eine parabolische Interpolationskurve von der Form $y = a_0 + a_1 x + a_2 x^2 + \ldots a_n x^n$ ersetzt wird, welche mit der ursprünglichen Kurve eine Reihe von Punkten $o\ 1\ 2 \ldots n$ gemeinsam hat.

Der Inhalt der Fläche $x_0\,a\,b\,x_n$ ist $J = \int_{x_0}^{x_n} y\,dx$.

Abb. 28.

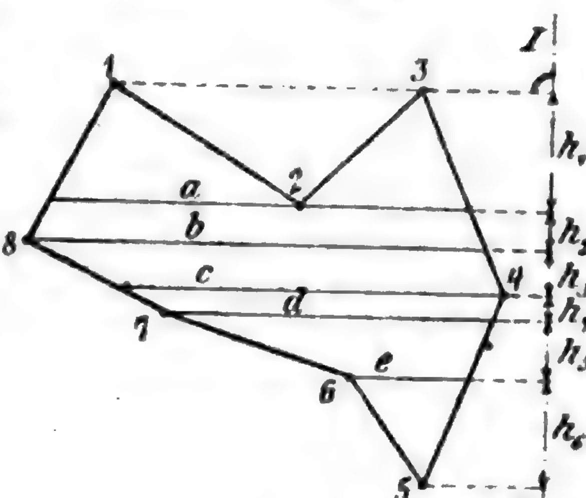


Abb. 30.

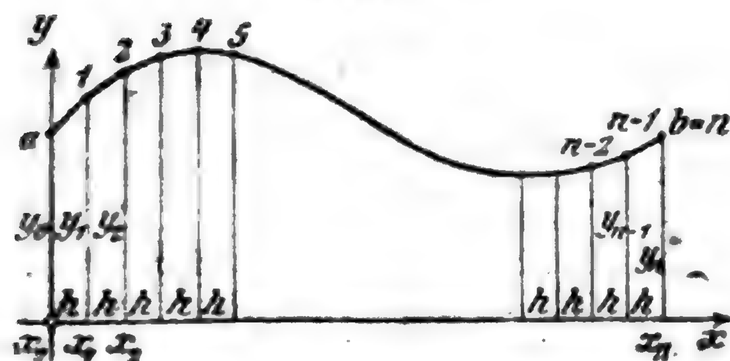
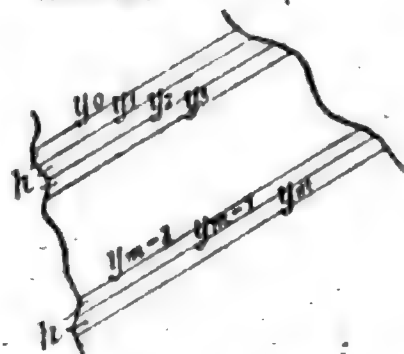


Abb. 29.



In der Praxis wird die Sache dadurch vereinfacht, daß man, statt eine Interpolationskurve anzuwenden, welche mit der Kurve n Punkte gemeinsam hat, die Fläche durch Parallelen zu den Ordinaten in einzelne Abschnitte i zerlegt, wo dann jedem Abschnitt eine eigene

Interpolationskurve zugehört, welche mit der ursprünglichen Kurve eine geringere Anzahl Punkte gemeinsam hat.

Anwendung: Der Inhalt J einer Fläche (Abb. 30 S. 28), begrenzt durch y, die Kurve ab, die Abszissenachse x und die Ordinaten $y_a = y_0$ und $y_b = y_n$, ist zu bestimmen; parallel zur y-Achse in äquidistanten Abständen h werden die Ordinaten $y_1\ y_2 \ldots y_{n-1}$ gezogen und gemessen; soll jeder Teilabschnitt begrenzt sein durch Abszissenachse, Kurvenstück und die Ordinaten zweier aufeinander folgenden Punkte, würde $i_1 = 0\ a\ 1\ x_1\ 0$ sein.

$$i_1 = \int_0^{1h} y\, dx;\quad y = a_0 + a_1 x;\quad \text{für } x = 0 \text{ ist } y = y_0,\quad \text{„ } x = h \text{ „ } y = y_1 \quad \Big\}\quad \text{also } a_0 = y_0,\quad a_1 = \frac{y_1 - y_0}{h},$$

$$i_1 = a_0 h + \frac{a_1 h^2}{2}, \qquad i_2 = \frac{h}{2}(y_1 + y_2),$$

$$i_1 = \frac{h}{2}(y_0 + y_1), \qquad i_{n-1} = \frac{h}{2}(y_{n-1} + y_n).$$

$$J = \Sigma\, i = \frac{h}{2}(y_0 + y_n) + h(y_1 + y_2 + \ldots y_{n-1});$$

faßt man je drei Punkte zusammen, also $i_1 = 0\ a\ 1\ 2\ x_2\ 0$, so wird

$$i_1 = \frac{h}{3}(y_0 + 4\,y_1 + 2\,y_2) \text{ und } J = \Sigma\, i = \frac{h}{3}(y_0 + y_n)$$

$$+ 4\,\Sigma\, y \text{ mit ungeradem Index } + 2\,\Sigma\, y \text{ mit geradem Index.}$$

Faßt man z. B. fünf Elemente zusammen: $y_0\, y_1\, y_2\, y_3\, y_4$ und $h = 1$, so entsteht $i = \frac{2}{45}(7\,y_0 + 32\,y_1 + 12\,y_2 + 32\,y_3 + 7\,y_n)$.

Anwendung: Ermittlung von Erdmassen oder gestauten Wassermassen, indem die Querprofilflächen bzw. die Flächen, durch dieselbe Horizontalkurve begrenzt, als Ordinaten y eingehen.

Amtliche Vorschriften. Jede Einzelberechnung hat doppelt zu erfolgen, womöglich auf anderem Wege; Flächen kleiner als 1 Ar dürfen nur unter Verwendung unmittelbarer Messungszahlen ermittelt werden. Bei größeren Flächen (im Plane festgelegt) kann die eine Ermittlung auch graphisch erfolgen. Ausnahmsweise können auch beide Bestimmungen auf Grund des Planes erfolgen unter Anwendung guter Planimeter. Wege und Bachflächen von wechselnder Breite aus Gesamtlänge und mittlerer Breite abzuleiten, ist unzulässig (Zerlegen in einzelne Abschnitte). Die auf doppelte Weise ermittelten Werte dürfen voneinander abweichen um höchstens $\Delta f = 0{,}01\sqrt{60 f + 0{,}02 f^2}$, Δf und f in Ar verstanden.

2) Auf **graphischem** (mechanischem) **Wege** (mechanische Quadratur unter Zugrundelegung des Planes).

a) **Quadrat- oder Fadenplanimeter.** Auf einem Holz- oder Metallrahmen ist durch aufgespannte Fäden ein Netz quadratischer Maschen hergestellt (genauer und für die Anwendung bequemer, auf einer Glasplatte eingeritzt); auf den Plan aufgelegt, wird abgezählt, wieviel (n) Felder des Netzes von der Fläche überdeckt werden; der Flächenwert eines Feldes wird auf Grund des Maßstabes des Planes ermittelt.

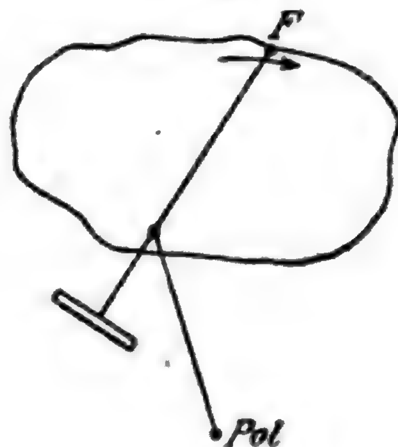
β) **Gewichtplanimeter.** Die zu ermittelnde Fläche wird ausgeschnitten und gewogen $= G$; hierauf werden z. B. 10000 qm gezeichnet, ausgeschnitten und gewogen $= g$, so ist $J = \frac{G}{g} \cdot 10000$ qm (Genauigkeit gering).

γ) **Verwandlungsplanimeter.** Das geradlinig begrenzte N-Eck (wenn krummlinig begrenzt, durch ausgleichende geradlinige Begrenzung ersetzt) wird konstruktiv in ein flächengleiches Dreieck umgewandelt, dessen Grundlinie in der Richtung einer Seite des N-Ecks gelegen und dessen Spitze mit einem Eckpunkte desselben zusammenfällt. Messen von Grundlinie und Höhe liefert den Inhalt. (Mechanisch verwertet bei Wagners Planimeter, wo das N-Eck konstruktiv in Vierecke zerlegt wird.)

Alle diese Hülfsmittel sind verdrängt durch

δ) Die **eigentlichen Planimeter,** welche den Flächeninhalt einer beliebig begrenzten Fläche durch bloſses Umfahren längs deren Begrenzungslinien liefern. Entspricht dem vollen Umfahren eine Ablesung am Instrument von n Einheiten, und ist der Flächenwert einer Einheit entsprechend $= f$, so ist $J = nf$; der Einheitswert f wird unter Benutzung des Probelineals oder durch Umfahren einer im Maſsstabe des Planes gezeichneten Probefigur (Netzmasche) ermittelt, z. B. 10000 qm $= m$ Einheiten ist $f = \frac{10000}{m}$ und $J = n \frac{10000}{m}$ qm. (Durch Justieren kann der Einheitsflächenwert f auf eine runde Zahl gebracht werden); in einfachster Form: Amslers Polarplanimeter (schematisch dargestellt in Abb. 31). Amtlich zulässig nur für Pol auſserhalb der Figur, durch Zerlegen der Figur stets zu erreichen. Genauigkeitsgrad $\frac{1}{300}$.

Abb. 31.

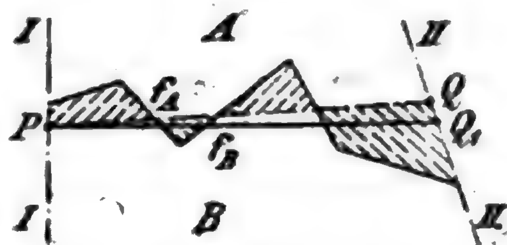


Planimeterkonstruktionen stehen in groſser Zahl zur Verfügung; die Firma Coradi leistet in Vervollkommnung der Konstruktion Hervorragendes. Die Linear-Rollplanimeter gestatten Flächenstreifen von unbegrenzter Länge und durch das Instrument festgelegter Breite zu bestimmen.

3. Flächenteilung und Grenzregulierung.

Flächenteilung einfach nach gegebenem Verhältnis oder unter Rücksicht auf Güte nach dem Produkt aus Verhältniszahlen im Gütefaktor; die Teilungslinien selbst haben gegebene Bedingungen zu erfüllen (müssen durch gegebene Punkte gehen usw.), wodurch die im einzelnen zu lösenden Aufgaben festgelegt sind (Beispiel Abb. 32); zwischen den Grenzen I I, II II soll die zickzackförmig verlaufende Begrenzung der Anlieger A und B durch eine geradlinige

Abb. 32.



Begrenzung, durch einen gegebenen Punkt P gehend, ersetzt werden. Nach Augenmafs wird eine Vermessungsachse PQ festgelegt, gegen diese die Begrenzung nach rechtwinkligen Koordinaten aufgenommen, wodurch f_A und f_B und $f_B - f_A = \Delta f$ gefunden; Q wird nach Q_1 verlegt, so dafs $PQQ_1 = \Delta f$ wird (Beispiel Abb. 33). Ein in vielen Windungen fließender Bach bildet die Grenze der Anlieger A und B; der Bach soll reguliert werden unter der Bedingung, dafs die Anlieger aufser ihrem Besitz zu gleichen Teilen an dem Gewinn durch Beseitigung der Krümmungen teilnehmen. Gegen eine Vermessungsachse PQ wird nach rechtwinkligen Koordinaten aufgenommen

Abb. 33.

1. alte Bachgrenze, linkes Ufer,
2. „ „ rechtes Ufer,
3. neue Bachmitte;

darauf kartieren und berechnen f_1, f_2, f_3, so ist $f_1 - f_2 =$ Bachfläche f_{Bach}, dann müfste sein $f_3 = f_2 + \frac{1}{2} f_{Bach}$; ein Widerspruch Δf müfste beseitigt werden entweder durch Verlegen der projektierten Bachmitte oder durch Entschädigung.

H. Höhenbestimmung

für Ingenieurzwecke auf dem Wege des geometrischen Nivellements, der trigonometrischen Höhenmessung, der barometrischen Höhenmessung.

Der Höhenunterschied des Punktes B gegen A ist der Abstand des Punktes B von der durch den Punkt A gelegten Niveaufläche, gemessen in der Richtung der Lotlinie des Punktes B. Punkte in derselben Niveaufläche liegen gleich hoch, haben den Höhenunterschied null. Werden im einzelnen nur Höhenunterschiede ermittelt, so können durch allmähliches Addieren die Höhen auf denselben Ausgangspunkt (Nullpunkt) bezogen werden. Aus wassertechnischen Gründen ist als gemeinsamer Nullpunkt der Nullpunkt des Amsterdamer Pegels, gleich hoch mit dem Mittelwasser der Nordsee bei Amsterdam, amtlich als Normal Null eingeführt. Alle Höhenangaben sollen sich auf diesen Ausgangspunkt beziehen und werden dann als Höhen über Normal Null bezeichnet (z. B. 47,324 m über N. N. geschrieben).

Ist die Niveaufläche eines Punktes dessen wahrer Horizont, so ist die Horizontebene desselben Punktes als Tangentialebene dessen scheinbarer Horizont; beide weichen in ihrem Verlaufe voneinander ab, und diese Abweichung beträgt

wegen Erdkrümmung allein auf rd. 113 m ⎫ 1 mm.
„ Erdkrümmung und Strahlenbrechung auf rd. 121 m ⎭

a. Beim **geometrischen Nivellement,** der genauesten Höhenbestimmung wird der scheinbare Horizont mittels des Instrumentes festgelegt; auf beliebige Entfernungen kann nach diesem Verfahren durch Einschalten von Zwischenpunkten (Wechselpunkten innerhalb 100 m Entfernung) der Höhenunterschied ermittelt werden, innerhalb geringer Grenzen sicher. Der Nivellierapparat besteht aus dem eigentlichen Nivellierinstrumente (soll den scheinbaren Horizont charakterisieren bzw. fixieren) und sodann aus einer mit einer Teilung versehenen Latte, der Nivellierlatte, an welcher, senkrecht gehalten, der Abstand des zweiten Punktes von dem scheinbaren Horizonte des ersten Punktes gemessen wird. (Die einfachsten Nivellierapparate sind

latte mit Setzwage, Staffelapparat, Kanal- oder Wasserwage, Schlauchwage, auf S. 8 erwähnt.)

4. Bei dem eigentlichen **Nivellierinstrument** (Verbindung von Fernrohr mit Röhrenlibelle) wird der scheinbare Horizont charakterisiert durch eine Röhrenlibelle und fixiert durch die Visierachse eines Fernrohrs. Fernrohr und Libelle der Art verbunden, dafs Visierachse der Mittelmarkentangente parallel, und die Visierachse bei einspielender Libelle auf der Mittelmarke wagerecht steht. Die Verbindung von Libelle und Fernrohr miteinander und mit dem Untergestell ist an den ausgeführten Instrumenten mannigfach verschieden, je nach dem Zwecke

Abb. 34.

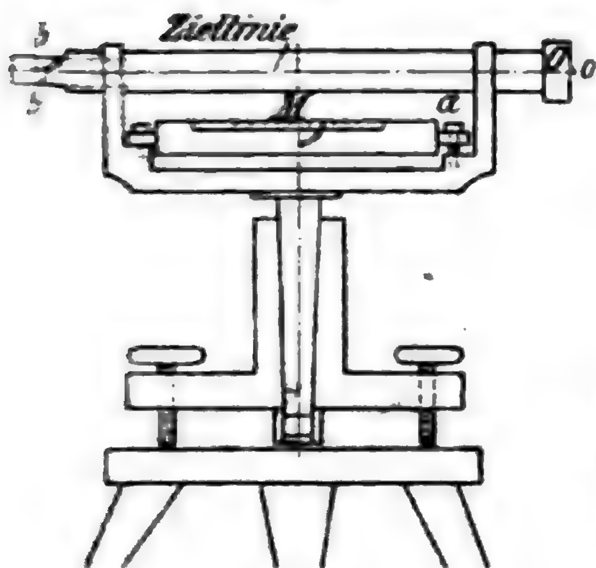
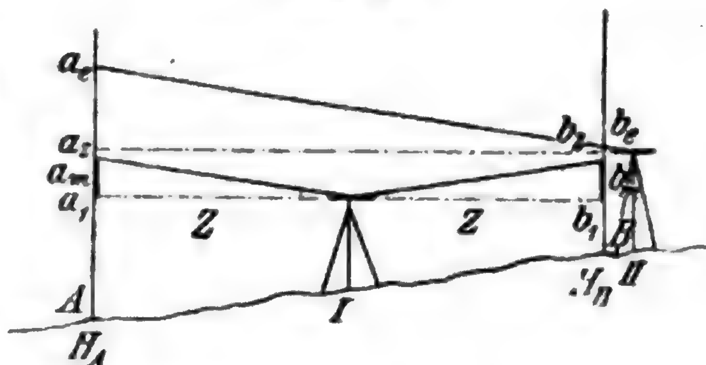


Abb. 35.



des Instrumentes bzw. dem bei der Verwendung zu erreichenden Genauigkeitsgrade. Einfachste (schematische) Darstellung in Abb. 34: Libelle und Fernrohr miteinander und mit dem Untergestell fest verbunden, gestattet nur allgemeine Wagerechtstellung bzw. besondere Wagerechtstellung mittels der Stellschraube des Dreifufses.

Justierung eines einfachen Nivellierinstrumentes:

α) Mittelmarke M zum Spielpunkte des Systems in bezug auf den senkrechten Zapfen machen, mittels der Libellenkorrektionsschrauben a (nach den Angaben bei der Libelle auf S. 9 durchzuführen).

β) Visierachse of parallel der Mittelmarkentangente mittels der Korrektionsschrauben des Fadennetzes b.

Die Durchführung zu β) geht davon aus, dafs der Höhenunterschied zweier im Gelände festgelegter Punkte mittels des justierten Instrumentes gleich grofs gefunden werden mufs, für verschiedene Instrumentenaufstellungspunkte. Zwei Punkte A und B (Abb. 35) im Abstande 50 bis 100 m im Gelände festgelegt. Bei Instrumentenaufstellung I in der Mitte von AB bzw. in gleichen Zielweiten Z (durch Abschreiten) seien die Ablesungen an der Latte (bei einspielender Libelle) a_m, b_m. Bei Instrumentenaufstellung II nahe einem Endpunkte (hier bei B) seien die Ablesungen a_e, b_e. Für das justierte Instrument liegen $a_1\, b_1$ bzw. $a_2\, b_2$ in demselben scheinbaren Horizonte, so dafs sein mufs

$$\left.\begin{aligned} H_A + A a_1 &= H_B + B b_1 \\ H_A + A a_2 &= H_B + B b_2 \end{aligned}\right\} \text{ oder } H_B - H_A = A a_1 - B b_1 = A a_2 - B b_2.$$

Mithin, wenn $a_m - b_m = a_e - b_e$ erfüllt, ist das Instrument justiert, andernfalls ist das Instrument zu justieren; dann ist aber $a_m - b_m$ frei

vom Instrumentenfehler, ebenso b_e (indem das Objektiv dicht an der Latte), und es mufs $a_e = a_m - b_m + b_e$ durch senkrechtes Verstellen des Fadennetzes erhalten werden.

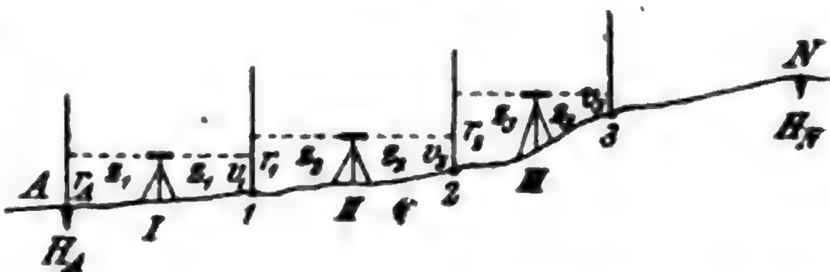
Wenn an einem Instrumente alle Teile lösbar, also Libelle gegen Fernrohr sich umsetzen, ferner das Fernrohr in seinen Lagern sich umlegen läfst, dann kann die Justierung von einem Standpunkte aus durchgeführt werden. Wenn jede Lattenablesung bei einspielender Libelle erfolgen soll, so kann das Einspielen bewirkt werden mittels der in Richtung der Ziellinie gelegenen Dreifufsschraube oder bei feineren Instrumenten mittels der Elevationsschraube.

2. **Nivellierlatten** (Schiebelatten nur für Wasserwage usw.). Für Nivellierinstrumente kommen nur Skalenlatten von 3, 4 bis 5 m Länge in Betracht, aus einem Stück oder zum Einschieben oder Zusammenklappen eingerichtet, mit übersichtlich angeordneter Felderteilung (in cm); Teilung auf einer Seite oder geeigneter in Form der **Wendelatte,** die Teilung der Rückseite um ein konstantes Stück gegen diejenige der Vorderseite verschoben. Eine justierbar befestigte Dosenlibelle gestattet sichere Senkrechtstellung der Latte.

Vor Beginn jeder Arbeit ist die Justierung des Nivellierinstrumentes und der Nivellierlatte auszuführen.

3. **Nivelliermethoden.** Nivellieren aus den Endpunkten und Nivellieren aus der Mitte. Beim Nivellieren aus den Endpunkten können die verbleibenden Instrumentalfehler sowie der Einflufs von Erdkrümmung und Strahlenbrechung nur dadurch unschädlich gemacht werden, dafs zwischen denselben Wechselpunkten der Höhenunterschied doppelt, nämlich aus beiden Endpunkten bestimmt wird; mithin nur anwenden, wenn die Verhältnisse es bedingen; für genauere Nivellements ist die Methode aus der Mitte vorgeschrieben. Bei Nivellement aus der Mitte (Abb. 36) werden die erforderlichen Wechselpunkte 1 2 3 durch eine festgetretene eiserne Unterlegplatte (oder auf andere Weise) hergestellt derart, dafs für jede einzelne Instrumentenaufstellung I II III . . . die Zielweiten im Rückblick und Vorblick (nach Abschreiten ausreichend) einander gleich sind, dann ist die Höhe irgend eines Punktes N

Abb. 36.



$$H_N = H_A + r_A - v_1 + r_1 - v_2 + \ldots = H_A + \Sigma r - \Sigma v$$

frei von den Fehlern des Instrumentes und dem Einflufs von Erdkrümmung und Strahlenbrechung. Läuft ein Nivellement in einer Schleife in sich zurück, also $N = A$, so ist $\Sigma r - \Sigma v = d$ der Schlufsfehler; ein Mafs zur Beurteilung der Genauigkeit.

4. **Nivellierungsarbeiten.** Nivellements für technische Zwecke oder Präzisionsnivellements.

Für **technische Zwecke.** Fixpunktnivellements, Aufnehmen von Längen- und Querprofilen, Flächennivellements.

Fixpunktnivellements. Von einem Punkte A aus, dessen Höhe H_A gegeben, ist die Höhe eines Punktes N, H_N, abzuleiten (Ausführung wie oben). Aus Vorsicht und zur Beurteilung der Genauigkeit werden längs des Weges eine Reihe von natürlich gegebenen oder künstlich hergestellten Festpunkten mit einnivelliert. Das Nivellement selbst ist doppelt zu führen.

Aufnahme eines Längenprofils. Längs einer festgelegten Spur oder Trace (geradliniger Polygonzug oder kontinuierlicher Linienzug aus Geraden und tangential sich anschliefsenden Kurven) Senkrechtflächen (Senkrechtebenen) gelegt, schneiden die physische Erdoberfläche in der **Geländelinie**, dieselbe punktweise nach Entfernung und Höhe aufgenommen und (rektifiziert) zeichnerisch wiedergegeben, zeitigt ein Längenprofil oder Nivellementsplan. Aufser den charakteristischen Punkten: Wegepunkte, Uferpunkte, Geländebrechpunkte usw., sind in Abständen von 50 zu 50 m wagerecht gemessene Punkte der Höhe nach zu bestimmen, wodurch die ganze Linie stationiert wird. Die Ausführung erfolgt zweckmäfsig in folgender Weise: man führt längs der Spur zunächst ein Fixpunktnivellement und sodann das eigentliche Längennivellement, in welchem die Fixpunkte wieder mitgenommen werden, wodurch die Höhen der einzelnen Fixpunkte doppelt erhalten werden. Die Abweichungen in den Doppelwerten zeigen einmal, an welcher Stelle grobe Mefsfehler vorgekommen (durch Revisionsnivellements beseitigt), und dienen sodann zur schärferen Beurteilung des Genauigkeitsgrades. Das Beobachtungsmaterial wird in ein vorgeschriebenes oder passend gewähltes Schema eingetragen und in demselben reduziert. Auf Grund des endgültigen (ausgeglichenen) Materials wird das Profil gezeichnet im vorgeschriebenen verjüngten Mafsstabe, z. B. 1 : 2500 für die Längen und 1 : 250 für die Höhen.

Querprofile. Kurze Profile senkrecht zum Längenprofil gelegt, welche über das Seitengelände Aufschlufs geben sollen. Die Achsialpunkte werden entweder beim Längennivellement direkt mit festgelegt oder werden an den nächstgelegenen Festpunkt angeschlossen. Die Anzahl der Querprofile hängt ab von der Geländebeschaffenheit und dem Zweck. Die Aufnahme erfolgt mit Mefsband und Nivellierinstrument. Das Beobachtungsmaterial wird in einem Schema oder in Handskizzen niedergelegt; letztere gezeichnet, wie gesehen, wenn in der Richtung des Längenprofils fortgeschritten. Bei steilerem Gelände erfolgt die Aufnahme mittels Staffelapparates. Die Querprofile werden in der Regel im Höhenmafsstabe des Längenprofils gezeichnet.

Flächennivellement. Darstellung der Höhengestaltung eines Geländeabschnitts durch Ermitteln und Einzeichnen äquidistanter Horizontalkurven. (Allgemein durch Tachymeteraufnahme, sonst durch Zerlegen in Horizontalaufnahme und Höhenaufnahme.) Hat das Gelände die Form eines langgestreckten schmalen Streifens: durch Längen- und Querprofilaufnahme. Liegt ein Lageplan vor, durch Ergänzung der Höhenaufnahme mittels Nivellierinstruments. Gelände mehr gleichmäfsig verlaufen, durch Ueberspannen desselben mit einem quadratischen Maschennetz von 10 bis 20 m Maschenlänge, wo dann die Höhen der Maschenpunkte mittels Nivellierinstruments ermittelt werden. Bei

Gelände mehr in Kegelform durch Anordnen von Querprofilen durch denselben Gipfelpunkt in Richtung des stärksten bzw. schwächsten Gefälles gelegt. Die einzelnen Profile werden durch Horizontalwinkelmessung gegenseitig festgelegt.

Präzisionsnivellements haben einmal den Zweck, ein System gut bestimmter Höhenfixpunkte, über ein großes Areal (Land) möglichst gleichmäßig verteilt, als Grundlage für anzuschließende Nivellements für praktische Zwecke zu schaffen, sodann einen speziell wissenschaftlichen Zweck: Ermittlung minimaler Bewegung der Erdkruste, Heben und Senken der Küste usw. Sie unterscheiden sich von einem Fixpunktnivellement nur durch einen höheren Genauigkeitsgrad. Instrumente entsprechend leistungsfähiger; Methode nur aus der Mitte; Ablesung bei nahe einspielender Libelle nur am Mittelfaden oder an drei äquidistanten Fäden, wo der Libellenausschlag ermittelt und rechnerisch berücksichtigt werden muß. Die Königl. preußische Landesaufnahme stellt längs der Landstraßen ein System von Höhenfixpunkten in Abständen von rund 2 km zur Verfügung, an welche Punkte die Nivellements für praktische Zwecke angebunden werden müssen.

Genauigkeitsmaße geometrischer Nivellements. Wird der mittlere Fehler für 1 km des einfachen Nivellements mit m in Millimetern bezeichnet, so darf der mittlere Fehler einer Strecke von L km in Millimetern betragen: $M = \pm m\sqrt{L}$.

m abhängig von der Leistungsfähigkeit des Nivellierapparates und des Beobachters. Der einzuhaltende Wert m ist seitens der maßgebenden Behörden vorgeschrieben. Bei Nivellements für technische Zwecke darf betragen:

$m \lesseqgtr 27$ mm nach dem Landmesser-Reglement,
$\lesseqgtr 20$ „ „ den Vorschriften der Eisenbahnverwaltungen,
$\lesseqgtr 25$ „ „ „ Vorschriften für Markscheider.

Nach der preußischen Vermessungsanweisung ist

$$M \lesseqgtr \pm 9 \text{ mm} \sqrt{\frac{L}{100}},$$ wo L in Metern einzuführen.

Für Fein- oder Präzisionsnivellements sind die zulässigen Fehlergrenzen weit enger gesteckt, indem m auf $\pm$ 1 mm und darunter herabgedrückt wird.

Ausgleichung geometrischer Nivellements für praktische Zwecke. Wenn im vorliegenden Falle $M \lesseqgtr m\sqrt{L}$ sich ergibt, wird M auf die Zwischenpunkte proportional der Entfernung verteilt. Ist dann hinsichtlich der Fixpunkte das Nivellement doppelt geführt, so wird jedes Nivellement für sich ausgeglichen, und weichen die Höhenzahlen desselben Fixpunktes aus beiden Nivellements nur wenig voneinander ab, so ist das Mittel aus beiden die endgültige Höhe des Fixpunktes. Die Punkte des eigentlichen Längennivellements werden dann von Fixpunkt zu Fixpunkt zwischengespannt, indem die Abweichungen proportional der Entfernung verteilt werden. Für die somit erhaltenen endgültigen oder ausgeglichenen Höhenzahlen wird das Längenprofil gezeichnet.

b. Trigonometrische Höhenmessung bestimmt den Höhenunterschied aus horizontaler Entfernung und Höhenwinkel bzw. Zenitdistanz. Auf **kurze Entfernung** nach der Formel $\Delta H = D \operatorname{tg} \alpha = D \operatorname{cotg} z$, wobei Erdkrümmung und Strahlenbrechung vernachlässigt werden.

Der hierdurch begangene Fehler ist $\Delta h = \frac{D^2}{2r}(1-k)$ oder rund $\frac{7}{8} \cdot \frac{D^2}{2r}$, wo r rund 6370 km zu setzen; wenn α bezw. z um $d\alpha = \pm 10''$ unsicher, wird der Höhenunterschied unsicher um $dh = \pm \frac{D}{\cos^2 \alpha} d\alpha$. Die Werte für Δh und dh in Millimetern für verschiedene Werte von D und α sind in folgender Tafel zusammengestellt.

$D =$	100 m	200 m	300 m	400 m	500 m	1000 m	2000 m
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1.	$\Delta h = \frac{D^2}{2r}(1-k)$; $k = 0,13$; $r = 6370$ km.						
Δh	0,69	2,75	6,18	11,00	17,17	68,69	274,7
2.	$dh = \frac{D}{\cos^2 \alpha} d\alpha$; für $d\alpha = \pm 10''$.						
α							
0°	4,85	9,70	14,53	19,39	24,25	48,50	97,00
2°	4,85	9,71	14,56	19,42	24,27	48,54	97,08
4°	4,87	9,74	14,62	19,49	24,36	48,72	97,44
6°	4,90	9,80	14,71	19,61	24,51	49,02	98,04
8°	4,94	9,89	14,83	19,78	24,72	49,44	98,88
10°	4,99	9,98	14,98	19,97	24,96	49,94	99,84

Wenn die Entfernung nicht bekannt, der Höhenwinkel nicht unmittelbar gemessen werden kann, erfolgt die Bestimmung des Höhenunterschiedes von einer Standlinie aus, z. B. (Abb. 37) u ein Punkt unten am Fundament, P ein Punkt auf dem Dache, gesucht H_u^P. Standlinie AB gemessen; in A und B Horizontalwinkelmessungen ausgeführt, liefert die Winkel α, β, γ, δ, wodurch in Verbindung mit AB rechnerisch die Entfernungen Au, AP, Bu, BP erhalten werden; mifst man sodann in A und B die Zenitdistanzen nach u und P, so kann man die Einzelhöhenunterschiede berechnen und daraus finden

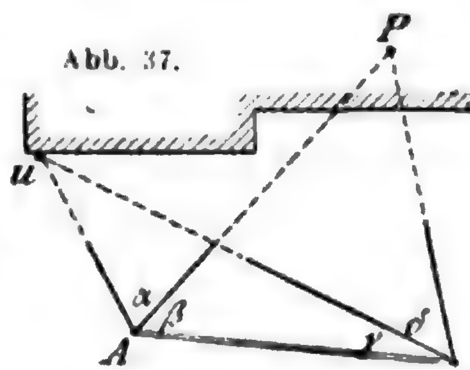


Abb. 37.

$$H_u^P = H_u^A + H_A^P = H_u^B + H_B^P.$$

Auf **beliebige Entfernungen** unter Berücksichtigung von Erdkrümmung und Strahlenbrechung. Einfachste Annahme (für praktische Zwecke ausreichend): Weg des Lichtstrahls in jedem Zeitpunkte ein Kreisbogen; Halbmesser des Kreisbogens für verschiedene Zeitpunkte verschieden, abhängig von Druck und Temperatur; gemessene Zenitdistanz ist dann der Winkel der Tangente an den Kreisbogen (als Lichtkurve) gegen die Lotlinie.

Am genauesten für gleichzeitig gegenseitig gemessene Zenitdistanzen Z_A und Z_B (Abb. 38); dann ist

$$H_A^B = D \operatorname{tg} \frac{Z_B - Z_A}{2} + \frac{H_B{}^2 - H_A{}^2}{2\,r}$$

(das letzte Glied erreicht bei $H_A = 700$ m und $H_A^B = 100$ m erst 12 mm).

Für einseitig gemessene Zenitdistanzen (in der Praxis die Regel), z. B. gemessen Z_A, ist

$$H_A^B = D \operatorname{cotg} Z A + \frac{D^2}{2\,r}(1 - k) + \frac{H_B{}^2 - H_A{}^2}{2\,r},$$

Abb. 38.

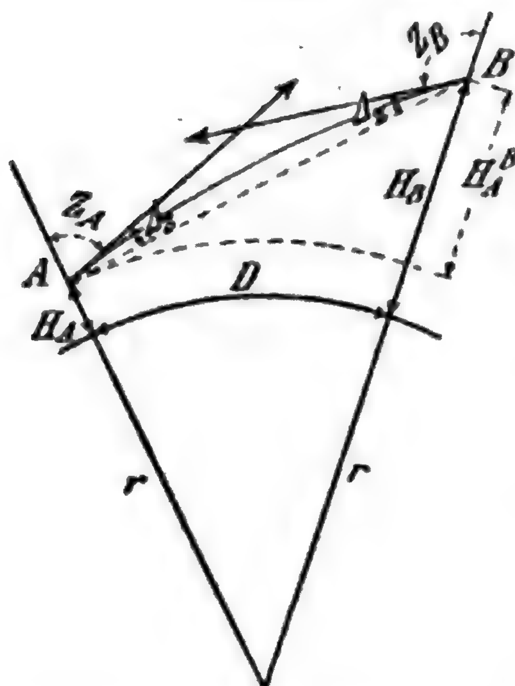


Abb. 39.

wo k als Refraktionskoeffizient im Mittel 0,13 und r rund 6370 km. (Der tatsächliche Wert k kann von dem Mittelwert um $^1/_5$ bis $^1/_4$ des vollen Betrages verschieden sein.)

Das Glied $\frac{D^2}{2\,r}(1-k)$ als Horizontkorrektion, den Einfluß von Erdkrümmung und Strahlenbrechung darstellend, gibt den Höhenunterschied für $Z = 90^0$ oder zweier Punkte, in demselben scheinbaren Horizonte gelegen (geometrisches Nivellement).

c. Barometrische Höhenmessung. Wenn mit zunehmender Höhe der Luftdruck P abnimmt, so ist $\Delta H =$ Funktion ΔP. Wird in zwei Punkten derselben Lotlinie in demselben Zeitpunkt der Luftdruck gemessen, so läßt sich daraus der Höhenunterschied beider Punkte nach der barometrischen Höhenformel berechnen (Abb. 39). Aus der Grundgleichung $-dp = dx\,l\,g$, wo l die Dichtigkeit der Luft und g die Beschleunigung der Schwere an der betreffenden Stelle, wird unter Einführung der Konstanten die barometrische Höhenformel abgeleitet in der Form

$$\Delta H = 18\,404 \,.\, \log \frac{P_u}{P_o}(1 + 0{,}003665\, t)\left(1 + 0{,}377 \frac{\text{Dampfdr.}}{\text{Luftdr.}}\right) \quad (1)$$

$\left(1 + 0{,}002648 \cos 2\,\varphi + 2 \frac{H\,m}{r}\right)$, wenn der Luftdruck durch Federkraft gemessen; wird der Luftdruck mittels Quecksilberbarometers gemessen, so tritt an Stelle von 18 404 der Faktor 18 450, nämlich

$$\Delta H = 18\,450 \log \frac{B_u{}^0}{B_o{}^0} \text{ (dieselben Faktoren wie vorher).} \quad (2)$$

Es wird $t = \frac{t_u + t_o}{2}$ gesetzt, t_u und t_o die Lufttemperaturen im unteren und oberen Punkte am sichersten mit Schleuderthermometern erhalten.

Dampfdruck mittels Psychrometers bestimmt; die geographische Breite (mittlere Breite beider Punkte)

$$B_m = B_u + \frac{1}{2}\,\varDelta B;\ r = \text{rund } 6370 \text{ km}.$$

Reduktion der Ablesungen am Quecksilberbarometer: abgelesen B bei der Temperatur t_q des Quecksilbers an einem Mafsstabe, dessen Temperatur t_m, dann ist B_x entsprechend der Temperatur 0° des Quecksilbers und des Mafsstabes bestimmt durch $B_x = B\,(1 - \alpha_q t_q + \alpha_m t_m \ldots)$, wo α_q der Ausdehnungskoeffizient des Quecksilbers $= 0{,}000180$ und α_m der Ausdehnungskoeffizient des Mafsstabes. Bringt man an B_x die Korrektion des Mafsstabes sowie die Kapillardepression und beim Gefäfsbarometer die Gefäfskorrektion an, so erhält man den Wert B^0 (für Gleichung 2). Bringt man an B^0 noch den Wert der Schwerekorrektion $\varDelta S$ an, so ist $B^{00} = B^0 + \varDelta S = P$ ein einheitliches Mafs für den Luftdruck; $\varDelta S = -B^0\left(0{,}002648 \cos 2\varphi + 2\,\frac{H}{r}\right)$. Der Wert B^{00} würde für Gleichung 1. in Betracht kommen.

Für Ingenieurzwecke wird der Luftdruck gemessen mit **Metallbarometern** oder **Aneroiden**; dieselben sind stets nur als Interpolationsinstrumente aufzufassen, deren Angaben durch periodisches Vergleichen mit dem Quecksilberbarometer auf den Sollwert zu verbessern sind (Instrumentalkorrektionsformel).

Eine dosenförmige, durch biegsame Wandungen geschlossene Büchse B, Abb. 40 (nahezu) luftleer gemacht, wird bei zunehmendem Luftdruck zusammengedrückt; eine Feder f wirkt dem Zusammendrücken entgegen; (f kann auch wie bei Goldschmid durch Versteifung der Wandungen bei a und b ersetzt werden). Für jeden Luftdruck P tritt zwischen B und f eine Gleichgewichtslage ein; die der Druckänderung $\varDelta P$ entsprechende vibrierende Bewegung der Büchse B (an sich klein, indem 100 mm Druckänderung zu je 10 bis 12 m Höhenunterschied nur 0,5 mm Bewegung der Büchse entsprechen) wird, durch Umsetzungsvorrichtungen stark vergröfsert, auf die Bewegung eines Zeigers übertragen, welcher über eine angebrachte Skala streicht. In der Art der Umsetzung unterscheiden sich die verschiedenen Konstruktionen: Naudet, Goldschmid, Reitz-Deutschbein, Weilenmann .... Die Skala ist stets nur als Schablonenskala aufzufassen.

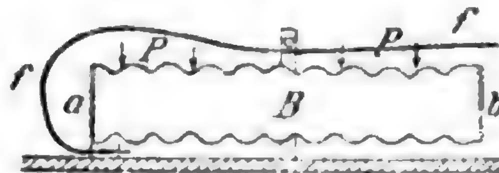


Abb. 40.

Instrumentalkorrektion der Aneroide. Wird an einem Orte in demselben Zeitpunkt am Quecksilberbarometer B und am Aneroid A abgelesen, so ist der tatsächliche Luftdruck $= B^{00} = A + \varDelta A$. Die Instrumentalkorrektion $\varDelta A$, dem einzelnen Instrument eigentümlich, hat Rücksicht zu nehmen auf die Schablonenskala, den Einflufs der Temperatur auf das Instrument, evtl. die Aenderungen der Einflüsse mit der Zeit und kann nur durch Vergleichung mit dem Quecksilberbarometer bestimmt werden. In der einfachsten Form lautet dieselbe $\varDelta A = a_0 + bt$, wo a_0 die Standkorrektion und b der Temperaturkoeffizient; a_0 ist leichter veränderlich infolge von Erschütterungen des Instrumentes; b ist mehr konstant und kann bis 0,2 für 1° betragen; bei kompensierten Instrumenten ist b auf einige Hundertstel herabgedrückt.

Die barometrische Höhenmessung gibt die Höhenunterschiede, also auch die Höhen nur auf 1 bis 2 m genau, kommt demnach nur bei

allgemeinen Vorarbeiten zur Verwendung. Für diesen Fall der Praxis sind die Formeln (1) und (2) zu unhandlich; durch Einführen von Mittelwerten für φ, Dampfdruck und H_m wird die Formel handlicher, ohne den praktisch erreichbaren Genauigkeitsgrad überhaupt zu beeinflussen.

Mittelwerte für Deutschland: $\varphi = 50^0$; $H_m = 700$ m; mittlerer Dampfdruck 7,2 mm und mittlerer Luftdruck 700 mm; hierfür geht unsere Formel (1) über in

$$\Delta H = 18\,471 \log \frac{P_u}{P_0} (1 + 0{,}003665\ t). \tag{3}$$

(Der Fehler gegen (1) beträgt im ungünstigsten Falle noch nicht $^1/_3$ $^0/_0$ in ΔH.) Ersetzt man log durch die log-Reihe, von welcher man ausreichend nur das erste Glied beibehält, so entsteht

$$\Delta H = 16\,044 \frac{P_u - P_0}{P_u + P_0} (1 + 0{,}003665\ t); \tag{4}$$

$$\text{endlich } t = \frac{t_u + t_0}{2} = \frac{\Sigma t}{2} \text{ gesetzt,}$$

$$\Delta H = 29{,}40\ (545{,}7 + \Sigma t) \frac{P_u - P_0}{P_u + P_0}; \tag{5}$$

in dieser einfachen Form für allgemeine Vorarbeiten stets ausreichend.

Für die Formel (5) läfst sich leicht eine Zahlentafel aufstellen durch Zerlegen nach $\frac{29{,}40 \cdot 545{,}7}{P_u + P_0}$ und $\frac{29{,}40 \cdot \Sigma t}{P_u + P_0}$.

Z. B. liefert $P_u + P_0 = 1400$, $\Sigma t = 30$ den Wert $11{,}46 + 0{,}63 = 12{,}09$ m, entsprechend einer Druckänderung $P_u - P_0 = 1$ mm (barometrische Höhenstufe nach Hammer), wo dann $\Delta H = 12{,}09 \cdot (P_u - P_0)$ mit dem Rechenschieber ermittelt werden kann.

Erfahrungsmäfsig gibt die barometrische Höhenmessung am Morgen und Abend den Wert zu klein, zwischen 10 und 4 Uhr zu grofs, gegen 10 und 4 Uhr (diese Stunden mit der Jahreszeit wechselnd) den Wert am zuverlässigsten. Die günstigsten Beobachtungszeiten sind

	Mai bis Juli	April August	März September	Februar Oktober
vormittags	6—8	8	9	10
nachmittags	7—9	6—7	5	4

Methoden der Aufnahme. 1. Staffelmethode. Zwei Aneroide, das zweite Instrument dem ersten immer um eine Station nach, werden zu derselben Zeit abgelesen.

Im Ausgangspunkte P werden beide Instrumente gleichzeitig abgelesen, wodurch $(A_I + \Delta A_I) - (A_{II} + \Delta A_{II}) = \Delta p$ gefunden; nach Erledigung des Arbeitsabschnittes treffen beide Instrumente in demselben Punkte Q zusammen; gleichzeitige Ablesungen liefern $(A_I + \Delta A_I)^x - (A_{II} + \Delta A_{II})^x = \Delta q$; für $\Delta q = \Delta p$ würde auch wohl in der Zwischenzeit alles in Ordnung gewesen sein; wenn aber $\Delta q - \Delta p$ gröfser als zulässig, infolge Aenderung von a_0 an einem oder an beiden Instrumenten, mufs die Arbeit unter Umständen wiederholt werden. Aufser diesem Mangel tritt bei dieser Methode eine sehr ungünstige Fehlerfortpflanzung ein, indem die Unsicherheit in der Höhe eines Punktes mit

seiner Entfernung vom Ausgangspunkte wächst. Günstiger wirkt die 2. Aufnahmemethode, nach welcher das eine Instrument als **Stand-** und das andere als **Feldinstrument** dient; mit letzterem sind alle einzeln zu bestimmenden Punkte zu begehen. Nachdem im Ausgangspunkt P der Wert Δp bestimmt und der gemeinsame Treffpunkt Q vereinbart ist, verbleibt das eine Instrument als Standinstrument in P und werden an demselben kontinuierliche Ablesungen (vielleicht von 10 zu 10 Minuten) gemacht; mit dem anderen Instrument als Feldinstrument werden die aufzunehmenden Punkte begangen und die Ablesungen unter Angabe der Zeit gemacht; hierbei werden eine Reihe günstig gelegener, vorher vereinbarter Punkte a, b, c, d . . . mitbegangen. Ist mittlerweile das Instrument nach Q gekommen, übernimmt es in Q die Funktionen des Standinstrumentes. Das Instrument von P begibt sich nach Q, nur in den Punkten a, b, c. d . . . die Ablesungen ausführend. In Q wird Δq ermittelt. Aus den doppelt erhaltenen Höhen der Versicherungspunkte a, b, c, d ist leicht zu ermitteln, an welcher Stelle ein Fehler begangen. Das Standinstrument kann auch ersetzt werden durch einen leistungsfähigen Barographen oder durch ein gleichmaschiges Netz von Höhenfixpunkten, durch Nivellement vorher ermittelt, wodurch die mit dem Feldinstrument erhaltenen Höhenunterschiede geprüft werden.

J. Tachymeteraufnahme.

a. Distanzmesser. Alle Distanzmesserkonstruktionen beruhen auf demselben Grundgedanken: Festlegung eines spitzwinkligen Dreiecks, in dem eine (kurze) Seite als Basis festgelegt und die gesuchte Entfernung als andere (grofse) Seite des Dreiecks abgeleitet wird. Vom Kleinen aufs Grofse geschlossen, mufs die gesuchte Entfernung viel ungenauer werden als bei unmittelbarer Messung und der Triangulation.

(Distanzmesser mit geringem Genauigkeitsgrade sind unter anderen Bauernfeinds distanzmessendes Prisma, Theodolit mit exzentrischem Fernrohr, Spiegelsextant, Distanzmesser auf Aehnlichkeitssätzen beruhend, Bildweitendistanzmesser usw.

Für Ingenieurzwecke kommen in Betracht:

1. Okularfadendistanzmesser. In der Diaphragmaebene des Fernrohrs (Abb. 41) sind aufser dem Horizontalfaden noch zwei dazu äquidistante parallele Seitenfäden angeordnet, so dafs der Abstand p der distanzmessenden Seitenfäden die unvermeidliche kleine Basis festlegt. Wird

Abb. 41.

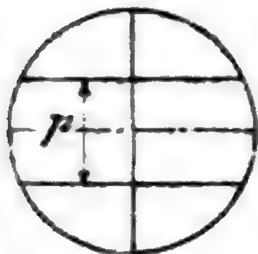
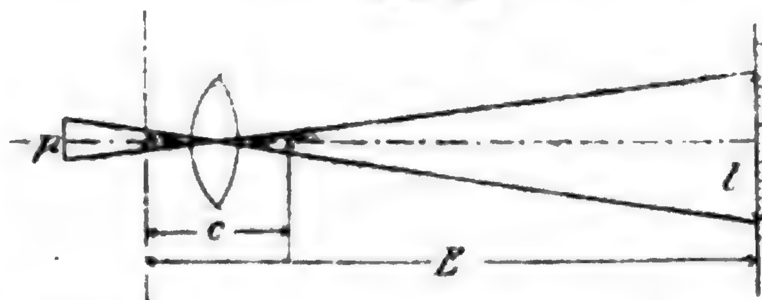


Abb. 42.



in einem Endpunkt der Strecke das Instrument mit Fernrohr für horizontale Mittelfadenvisur auf die am anderen Endpunkt senkrecht gehaltene Latte (Nivellierlatte) gerichtet, so ist das im Bilde zwischen

3*

den distanzmessenden Seitenfäden abgelesene Lattenstück l (Abb. 42 S. 35) ein Mafs für die Entfernung beider Punkte. Es ist die wagerechte Entfernung vom senkrechten Zapfen des Instrumentes bis Lattenaufstellungspunkt:

α) für ein Fernrohr mit Ramsdens Okular: $E = c + kl$; wo c der Abstand des vorderen Brennpunktes des Objektivs vom Vertikalzapfen; für die Objektivbrennweite F ist $k = \frac{F}{p}$;

β) für ein Fernrohr mit Huygens Okular: $E = c + k'l$, wo $k' = \frac{F}{p} \cdot \left(1 - \frac{y}{f}\right)$, f die Brennweite der Kollektivlinse des Okulars und y der Abstand des Fadennetzes von der Kollektivlinse;

γ) für ein Fernrohr mit Porros Modifikation, bei dem durch Einschieben einer Linse c auf 0 reduziert wird:

$$E = k^* l, \text{ wo } k^* = \frac{Ff}{F - a + f} \cdot \frac{1}{p} = \frac{F_{\prime\prime}}{p};$$

f die Brennweite der eingeschobenen Linse und a deren Abstand vom Objektiv. Mithin ganz allgemein $E = c + kl$. Es sind c und k die Konstanten des Distanzmessers. k durch Anpassen der Konstruktion auf einen runden Wert 100, 200 . . . gebracht, erleichtert wesentlich die Auswertung von kl.

Bestimmung der Konstanten c und k: Einzeln, besser summarisch nach einem Verfahren ganz ähnlich demjenigen der Anwendung des Distanzmessers. In möglichst ebenem, wagerechtem Gelände werden vom Instrumentenaufstellungspunkte aus die Entfernungen $E_1, E_2 \ldots E_n$ scharf abgemessen und bei nahezu wagerechter Mittelfadenvisur an der in den einzelnen Punkten senkrecht gehaltenen Latte die entsprechenden Ablesungen $l_1, l_2, l_n \ldots$ gemacht, dann müfste sein

$$\left.\begin{array}{l} E_1 = c + kl_1 \\ E_2 = c + kl_2 \\ \vdots \\ E_n = c + kl_n \end{array}\right\}$$

2 Gleichungen reichten zur Bestimmung von c und k aus, bei $n > 2$ werden c und k nach der Methode der kleinsten Quadrate abgeleitet, wodurch nicht nur c und k selbst, sondern auch die mittleren Fehler dieser Gröfsen erhalten werden.

Distanzmessung mit geneigter Mittelfadenvisur. An der im Punkte n senkrecht gehaltenen Latte schneiden die Seitenfäden zwischen u und o das Stück l ab; am Höhenkreise des Instrumentes wird α bzw. z abgelesen (Abb. 43). Dann ist $E' = c + kl'$ und $E = E' \cos\alpha = E' \sin z$. Für die Annahme $l' = l \cos\alpha$ (Fehler in E nur mm) wird

$$E = c \cos\alpha + kl \cos^2\alpha = c \sin z + kl \sin^2 z. \qquad (1)$$

(Bei einer Anordnung nach Porro fällt $c \cos\alpha$ bzw. $c \sin z$ fort.) Der Höhenunterschied: Fernrohrdrehachse bis Lattenfufspunkt n ist

$$\Delta h = c \sin\alpha + \frac{kl}{2} \sin 2\alpha - \frac{o + u}{2} = c \cos z + \frac{kl}{2} \sin 2z - \frac{o + u}{2}. \qquad (2)$$

Ist ferner i die Instrumentenhöhe und sind H_s und H_n die Höhen der Punkte über derselben Ausgangsfläche, also auch über N. N., so ist

$$H_n = H_s + i + \Delta h. \qquad (3)$$

Die Latte freihändig gehalten, hat stets eine Neigung δ; dieser Schiefstellung entspricht ein Fehler in E von der Größe E tg $\alpha\,\delta$; am günstigsten, wenn δ für die Ablesungen an u und o gleich, was der Fall, wenn die Ablesungen im demselben Augenblick gemacht werden: der untere Faden auf eine Zahl der Latteneinteilung eingestellt, mit der Mikrometerschraube e des Höhenkreises auf dieser Einstellung erhalten und in demselben Augenblick der obere Faden abgelesen.

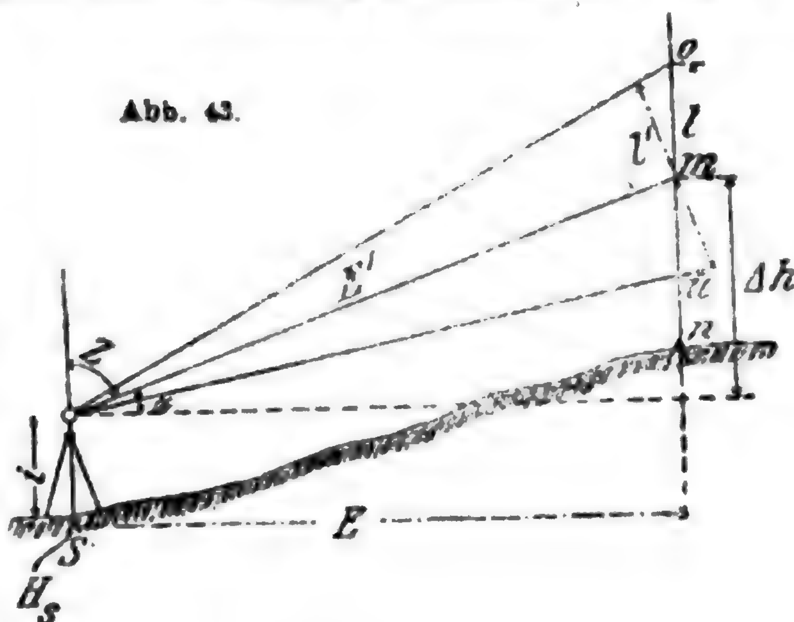


Abb. 43.

Der Genauigkeitsgrad kann auf Grund der praktischen Erfahrung auf $\frac{1}{400}$ der Entfernung veranschlagt werden für $k = 100$ und α bis 10^0. Bei steileren Visuren geringer.

Rechnerische Auswertung der Produkte in (1) und (2). Wenn $c \cos \alpha$, $c \sin \alpha$ bzw. $c \sin z$, $c \cos z$ beibehalten werden müssen, ermittelt man diese Werte am einfachsten aus Hülfstafeln.

Die Auswertung der Glieder $kl \cos^2 \alpha$, $\frac{kl}{2} \sin 2\alpha$ usw. erfolgt logarithmisch oder mit Rechenschiebern (für diesen Zweck besonders eingerichtet), Rechenmaschinen in Verbindung mit eigens entworfenen Tafeln, unter Benutzung berechneter Hülfstafeln (Jordan-Hülfstafeln für Tachymetrie), unter Benutzung entworfener Strahlendiagramme.

(Der Okularfadendistanzmesser findet ausgedehnteste Verwendung bei Tachymeteraufnahmen).

2. Distanzmessung durch Triangulation in der Vertikalebene. Theodolit mit Höhenkreis in A (Abb. 44) und Skalenlatte in B senkrecht aufgestellt; gemessen werden Zenitdistanzen z_u nach u und z_0 nach o, wodurch an der Latte das Stück l (als Basis) festgelegt wird. Dann ist:

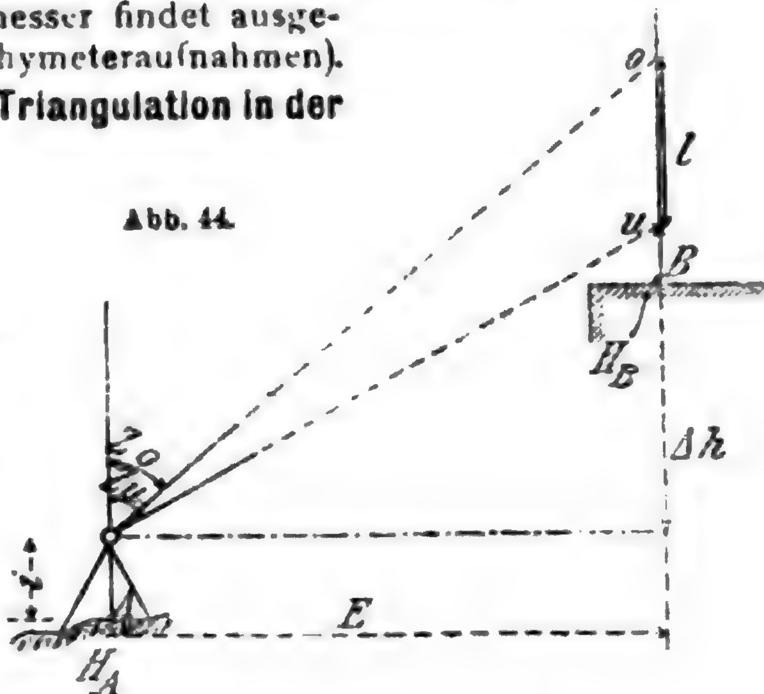


Abb. 44.

$$\Delta h = E \operatorname{cotg} z_u;$$
$$\Delta h + l = E \operatorname{cotg} z_o;$$

aus beiden

$$E = \frac{l \sin z_u \sin z_o}{\sin (z_u - z_o)};$$

$$\Delta h = l \frac{\cos z_u \sin z_o}{\sin (z_u - z_o)}; \qquad \Delta h + l = \frac{l \sin z_u \cos z_o}{\sin (z_u - z_o)};$$

$$H_B = H_A + i + \Delta h - u = H_A + i + (\Delta h + l) - o.$$

Nach diesem Verfahren kann ein trigonometrisches Nivellement über Berg und Tal ausgeführt werden, bei dem es weniger auf die Entfernung als auf die Höhenlage ankommt.

3. Bei den **Distanzmessern** mit **Tangential-** oder Sehnenschraube ist z. B. $\frac{E}{l} = \frac{\sigma}{(o-u)}$ oder $E = l\frac{\sigma}{(o-u)}$; σ ist eine Konstante des Instrumentes, und $o-u$ wird an der tangential wirkenden Mikrometerschraube abgelesen.

b. Tachymeteraufnahme. Aufnahmemethode zur Herstellung von Lageplänen mit eingezeichneten Horizontalkurven. Hierbei werden zerstreut liegende charakteristische Geländepunkte gegen denselben Punkt (Instrumentenstandpunkt) festgelegt, indem die drei Bestimmungsstücke: Richtung, Entfernung und Höhenunterschied, gleichzeitig mit demselben Instrument ermittelt werden. Entfernung mittels Okularfadendistanzmessers und der Höhenunterschied trigonometrisch bestimmt. Jeder Theodolit mit Horizontalkreis und Höhenkreis, dessen Fernrohr zum Distanzmessen eingerichtet, ist als Tachymetertheodolit geeignet.

Bei eigens für diesen Zweck gebauten Instrumenten wird darauf Rücksicht genommen, daß die Richtungs- und Höhenwinkel nur auf die Minute sicher verlangt werden.

Festlegung der Instrumentenstandorte nach wagerechter Lage und Höhe.

1. Ganz unabhängig von der anzuschließenden Tachymeteraufnahme; der Lage nach am zweckmäßigsten durch Anordnung einer Kleintriangulation oder von Theodolitpolygonzügen. Durch deren Bearbeitung werden die rechtwinkligen Koordinaten der Punkte erhalten; der Höhe nach durch geometrische Nivellements bzw. trigonometrische Höhenmessung. (Bei der Ausführung fehlende Standpunkte werden am einfachsten durch Rückwärtseinschneiden festgelegt.)

2. Gemeinsam mit der Tachymeteraufnahme: indem die Standorte durch Tachymeterzüge festgelegt werden; es sind dies Theodolitpolygonzüge, bei denen die Strecken mittels Distanzmessers gemessen werden, dann aber jede Strecke doppelt durch Vor- und Rückbestimmung bzw. Wiederholung der Bestimmung. (In diesem Falle leistet eine dem Theodoliten zugefügte Bussole wesentliche Dienste, um groben Messungsfehlern vorzubeugen.)

Zwischen diesen beiden äußersten Fällen der Anwendung sind mannigfache Abstufungen möglich.

Eigentliche Tachymeteraufnahme. Aufzunehmen sind alle Punkte, die 1. für die Situation und 2. für die Höhengestaltung des Geländes maßgebend sind. Bei mehr gleichmäßig verlaufendem Gelände werden diese Punkte nach Profilen in der Richtung des stärksten bzw. schwächsten Gefälles angeordnet. (Verpflocken unnötig.)

Von dem von einem Standorte P aus aufzunehmenden Geländeabschnitt wird als übersichtliches Bild der Handrifs angefertigt, enthaltend die Situation, die anschraffierten Böschungskanten und die Leitlinien der Horizontalkurven (nach Augenschein).

Gehilfe am Instrument: dasselbe im Standorte P zentrisch aufstellen und einnivellieren; Messen der Instrumentenhöhe; Bestimmung

des Horizont- bzw. Zenitpunktes am Höhenkreise; Orientierung des Horizontalkreises durch Beobachten eines benachbarten Standortes Q bzw. Bussole ablesen. Handrifsführer weist den Lattenhalter an und trägt nach Schätzung die Lage im Handrifs ein; am Instrument erfolgt Ablesung nach der aufgehaltenen Latte: Distanzfäden, Horizontalkreis, Höhenkreis. Identität der Punkte im Handrifs und Beobachtungsbuch ist zu prüfen. Nach Erledigung der Station werden am Instrument die Messungen von Instrumentenhöhe, Orientierung und Bestimmung von Zenit- bzw. Horizontpunkt wiederholt.

Auf Grund der Beobachtungen werden für jeden Tachymeterpunkt nach den Formeln (1), (2), (3), Seite 36, E, Δh und H_n berechnet.

Auftragen des Planes. In dem im Plane gezeichneten Transversalmafsstabe wird das quadratische Maschennetz entworfen (Seitenlänge rund 0,1 m) und die Standpunkte nach ihren rechtwinkligen Koordinaten eingetragen. (Prüfung: Entfernungen gemessen und mit den Werten der Rechnung verglichen.) Das Eintragen der Tachymeterpunkte erfolgt mittels Vollkreistransporteurs; unter Beachtung der Handrisse wird die Situation und nach den Höhencoten durch Interpolation zwischen benachbarten Punkten der Verlauf der Horizontalkurven entwickelt.

Diese sind in Sepia auszuziehen, und um die Uebersicht zu erleichtern, werden die Kurven der runden 10 m stärker ausgezogen. Bezüglich des Kolorierens gelten die „Bestimmungen über Anwendung gleichmäfsiger Signaturen". Die Orientierung des Blattes erfolgt durch Eintragen der astronomischen Nordrichtung.

Um die Rechenarbeit bezüglich der Tachymeterpunkte einzuschränken bzw. ganz zu umgehen, sind verschiedene Tachymeterkonstruktionen ausgeführt, so die Schiebetachymeter von Kreuter, Wagner-Fennel . . .; in neuer Zeit der Puller-Breithauptsche Schnellmesser und namentlich die Konstruktion Hammer-Fennel. Direkt im Felde gezeichnet, wird der Plan erhalten durch Aufnahme mittels Mefstisches und Kippregel (Mefstischblätter der Kgl. preufsischen Landesaufnahme). Die angeregten Aufnahmeverfahren, wonach Situation und Horizontalkurven lediglich durch Vorwärtseinschneiden erhalten werden, setzen offenes, übersichtliches Gelände voraus. Das photogrammetrische Aufnahmeverfahren ist geeignet für Aufnahmen im Hochgebirge oder sonst schwer zugänglichem, offenem Gelände.

Uebertragung einer Trace ins Gelände und Kurvenabsteckung. Die im Plane entwickelte Trace (gleichmäfsig verlaufender Zug von Geraden und tangential anschliefsenden Kreisbogen, u. U. eingeschobenen Uebergangskurven) wird ins Gelände übertragen, indem zunächst der geradlinige Zug der Tangenten durch Uebertragen der Winkelpunkte festgelegt wird. Die Gerade, durch zwei Punkte festgelegt, ist auszufluchten, indem eine Reihe von Zwischenpunkten eingeschaltet werden, am sichersten mit dem Theodoliten mit Achsreiterlibelle, welcher die Vertikalebene scharf hält (Passageinstrument). Im offenen, ebenen Gelände wird (Abb. 45) ein Punkt nahe in die Linie eingewiesen, der kleine Winkel α wird am Instrument gemessen, dann ist das Einrückungsstück $q = E\,\mathrm{tg}\,\alpha$ (E durch Abschreiten oder aus dem Plane abgegriffen reicht aus). (Soll eine Linie verlängert werden mit dem Theodoliten, dann Durchschlagen und Umlegen in den Lagern des

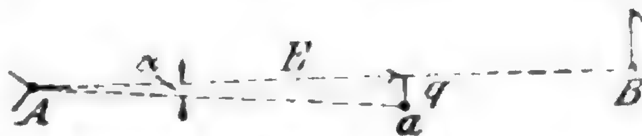
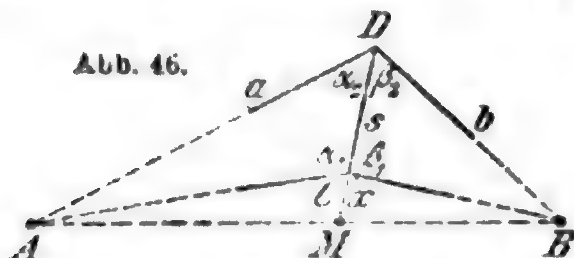


Abb. 45.

Kollimationsfehlers wegen; sonst durch Horizontalwinkelmessung zur Ermittlung von q.) Liegt zwischen A und B ein Tal, dann Reiterlibelle ausnutzen und jeden Zwischenpunkt a in beiden Fernrohrlagen projizieren. Liegt zwischen A und B ein kahler Höhenrücken, dann auf demselben einen Punkt C in der Geraden AB ermitteln, in welchem A und B sichtbar ist, entweder versuchsweise durch allmähliches Einrücken, bis nach dem Durchschlagen und Umlegen das zweite Objekt einsteht; einfacher direkt in folgender Weise (Abb. 46): auf dem Rücken eine Standlinie CD so ausgewählt, dafs S, $\alpha_1 \beta_1$, $\alpha_2 \beta_2$ gemessen liefert

Abb. 46.



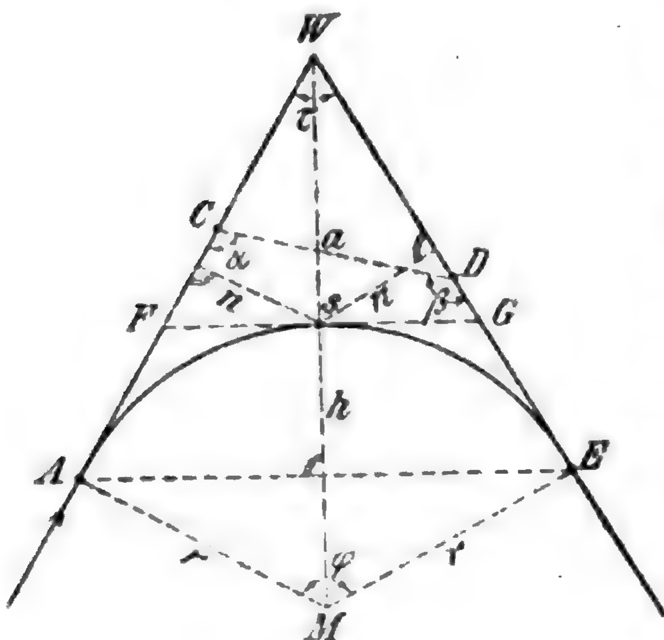
$$a = \frac{S \sin \alpha_1}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)};$$

$$b = \frac{S \sin \beta_1}{\sin(\beta_1 + \beta_2)};$$

für $CM = x$ ist $a\, b \sin(\alpha_2 + \beta_2) = (S + x)\ (a \sin \alpha_2 + b \sin \beta_2)$; durch Absetzen von x in DC ist M gefunden. Ist zwischen A und B unübersichtliches Gelände (Wald), so wird zwischen AB ein Polygonzug oder Kleintriangulation angeordnet und darauf gestützt, Punkte in der Geraden rechnerisch ermittelt und abgesetzt.

Abstecken von Kreisbogen. Tangentenrichtungen, im Gelände festgelegt, sind durch Kreisbogen von (nach dem Plane) gegebenen Halbmessern auszurunden. Dem punktweisen Abstecken der Kreisbogen geht die Festlegung der Hauptpunkte: Bogenanfangspunkt A, Bogenendpunkt E und Bogenscheitelpunkt s (durch Scheiteltangente) voraus. Ist in Abb. 47 der Winkelpunkt W zugänglich, so wird τ direkt gemessen mit dem Theodoliten (auf 1′ genau entspricht einem relativen Messungsfehler in den Längen der Tangenten von $\frac{1}{2000}$); ist W unzugänglich, also durch C und D ersetzt, werden α, β und Strecke a gemessen, wodurch $\tau = \alpha + \beta - 180$ erhalten (wenn CD nicht direkt sichtbar, wird zwischen C und D ein Polygonzug angeordnet, durch dessen Bearbeitung α, β und a erhalten). Der Oeffnungswinkel $\varphi = 180 - \tau$. Aus φ und r ist die Länge des Bogens $\widehat{AE} = r\varphi$ festgelegt.

Abb. 47.



Tangentenlänge $WA = WE = t = r \operatorname{cotg} \frac{\tau}{2}$ abgesetzt, wenn W zugänglich, sonst von C und D aus die berechneten Stücke CA und DE abgesetzt, liefert die Punkte A und E. Der Scheitelpunkt s wird erhalten durch Absetzen der Strecke $Ws = r\left(\frac{1}{\sin \frac{\tau}{2}} - 1\right)$ unter

dem Winkel $\frac{\tau}{2}$ gegen die Tangentenrichtung; besser und für jeden Fall durch Festlegen der Scheiteltangente FG indem

$$AF = EG = Fs = Gs = r \operatorname{tg} \frac{\varphi}{4}.$$

Festlegung des Scheitelpunktes s durch Absetzen der Pfeilhöhe $h = 2r \sin^2 \frac{\varphi}{4}$ im Halbierungspunkte der Sehne dient nur zur Prüfung. (Zur Prüfung von s kann auch dienen das Nachmessen der Normalen $n = h$.)

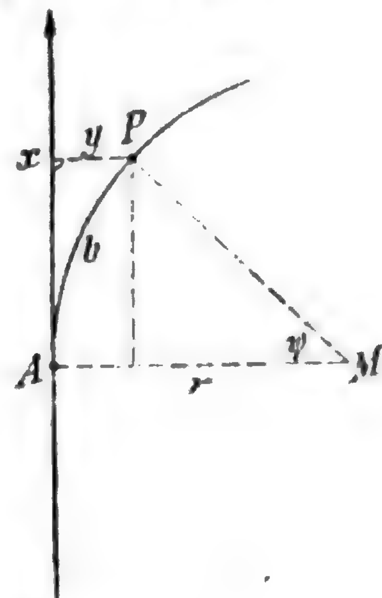
Die Entfernung von Punkten im Bogen wird gemessen in der Sehne, und bleibt der hierbei begangene Fehler

$$\frac{\text{Bogen} - \text{Sehne}}{\text{Bogen}} \overline{\overline{<}} \frac{1}{2000}, \quad \text{solange } b \overline{\overline{<}} \frac{r}{10}.$$

Punkte im Bogen werden abgesteckt

1. nach rechtwinkligen Koordinaten von der Tangente aus, wobei Tangentenrichtung die x-Achse und Hauptpunkt (z. B. A) Anfangspunkt. Ein Punkt P (Abb. 48) in der Entfernung b von A hat die Koordinaten x und y; es ist

$$\psi = \frac{b}{r}; \quad x = r \sin \psi; \quad y = 2r \sin^2 \frac{\psi}{2} = x \operatorname{tg} \frac{\psi}{2};$$



in Reihen entwickelt

$$x = b\left(1 - \frac{b^2}{6r^2} + \frac{b^4}{120r^4} \cdots\right),$$

$$y = \frac{b^2}{2r}\left(1 - \frac{b^2}{12r^2} + \frac{b^4}{360r^4} \cdots\right);$$

um x und y noch auf $\frac{1}{2000}$ genau zu erhalten, kann

$$x = b, \text{ solange } b \overline{\overline{<}} 0{,}055\, r;$$

$$y = \frac{b^2}{2r}, \text{ solange } b \overline{\overline{<}} 0{,}078\, r;$$

wenn b gröſser, wird

$$x = b\left(1 - \frac{b^2}{6r^2}\right) \text{ gesetzt, solange } b \overline{\overline{<}} 0{,}495\, r;$$

$$y = \frac{b^2}{2r}\left(1 - \frac{b^2}{12r^2}\right), \text{ solange } b \overline{\overline{<}} 0{,}65\, r.$$

Durch Vermehren der Hilfstangenten ist es stets zu erreichen, daſs die Formeln $x = b$, $y = \frac{b^2}{2r}$ in der Praxis ausreichen.

2. Nach rechtwinkligen Koordinaten von der Sehne aus: hier ist AE Abszissenachse und H Ursprung. Ein Punkt P (Abb. 49 S. 42) in der Entfernung b von S hat die Koordinaten x und y.

Dann ist

$$h = 2r\sin^2\frac{\varphi}{4};\quad \psi = \frac{b}{r};\quad x = r\sin\psi;\quad y = h - 2r\sin^2\frac{\psi}{2}$$

(sonst wie bei 1.); wird angewendet, solange die Ordinaten y kurz bleiben; kommt hauptsächlich vereinigt mit 1. in Anwendung. Sind m und n zwei abgesteckte Bogenpunkte in der Entfernung b und soll ein Punkt c im Abstande x von m aus abgesteckt werden, so ist angenähert

$$y = \frac{4\,h\,x\,x'}{b^2} = \frac{x\,x'}{2\,r}.$$

Abb. 49.

2a. **Näherungsverfahren nach der Viertelmethode** (Abb. 50). Hauptpunkte A, E, s liegen fest; dann ist die Pfeilhöhe $h = 2r\sin^2\frac{\varphi}{4}$ bekannt. Verfahren: As halbiert und im Halbierungspunkt H die Gröfse $w = \frac{h}{4}$ senkrecht abgesetzt, liefert einen Punkt nahe im Kreisbogen gelegen. Fehler $\varDelta = 2\,r\sin^4\frac{\varphi}{8}$; genähert $= 2\,r\left(\frac{h}{a}\right)^4$, wenn a die Sehnenlänge AE. Nach diesem Verfahren können Punkte im Bogen bequem eingeschaltet werden, sobald Punkte in gleichen Entfernungen b bereits abgesteckt.

3. Durch Einrücken von der Sekante aus: die beiden ersten Bogenpunkte 1 und 2 (Abb. 51) sind nach dem Verfahren 1. abgesteckt. Alle folgenden Punkte sollen im festen Abstande Bogen 1—2 = Sehne 1—2 = b abgesteckt werden. Es wird 1—2 verlängert und 2—3′ = b

Abb. 50.

Abb. 51.

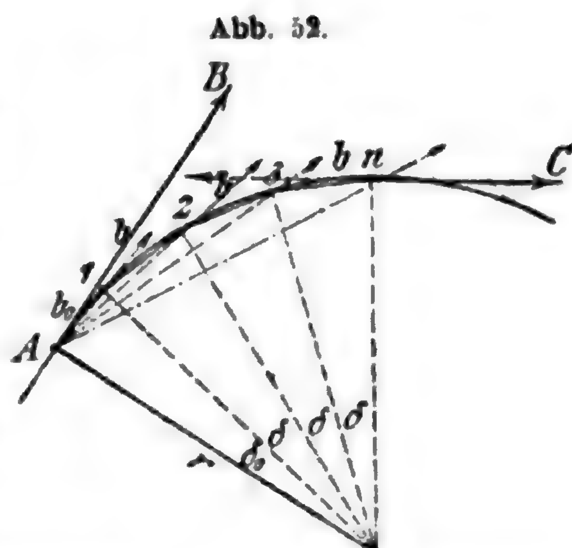
gemacht, 3′ um $p = \frac{b^2}{r}$ herumgeschlagen, so dafs 2—3 = b, dann ist 3 ein Bogenpunkt; 2—3 verlängert und 3—4′ = b gemacht, 4′ um p herumgeschlagen, so dafs 3—4 = b, dann ist 4 Bogenpunkt usw.

Verfahren sehr einfach; zeigt aber eine sehr ungünstige Fehlerfortpflanzung. Vom Bogenanfang A und Bogenendpunkte E nach einem gemeinsamen Punkte in Nähe des

Scheitels s abgesteckt, zeigt die Abweichung, sie mufs durch Ausgleichung fortgeschafft werden.

4. Mittels Polarkoordinaten: der Hauptpunkt, in welchem der Theodolit aufgestellt wird (z. B. A), ist der Pol und die Tangentenrichtung die Achse des Systems; beruht auf dem Satze: Winkel zwischen Tangente und Sehne ist gleich dem halben zugehörigen Zentriwinkel (Abb. 52). Punkt 1 im Abstande b_0; die übrigen Punkte im gleichbleibenden Abstande $b = 20$ m, 25 m . . .; $\delta_0 = \frac{b_0}{r}$; $\delta = \frac{b}{r}$. In A wird der Theodolit zentrisch aufgestellt, Kreis orientiert, so daß für die Visur nach B am Nonius I: $0^0\ 00'$ abgelesen; darauf Einstellung auf $\frac{\delta_0}{2}$ liefert den Bogen-

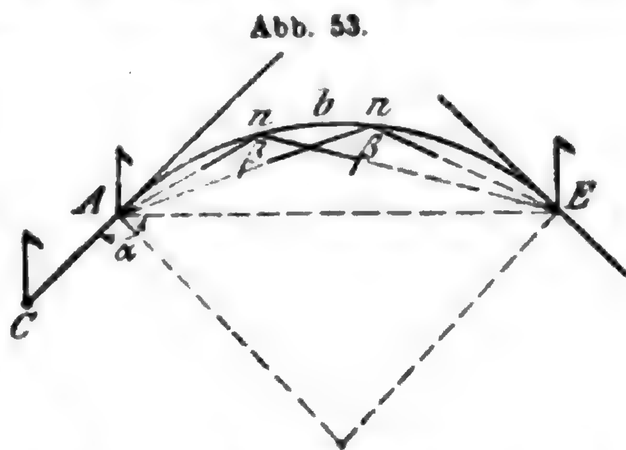
Abb. 52.



punkt 1, wenn der Ziehstab bei gespanntem Meßband in Sehnenlänge b_0 in die Visur gebracht wird; am Kreise auf $\frac{\delta_0 + \delta}{2}$ eingestellt, hinterer Ziehstab in 1 festgehalten, vorderer Ziehstab in Sehnenlänge b in die Visur gebracht, liefert Bogenpunkt 2 usw. Bei einem Bogenpunkt n mit dem Winkel $\frac{\delta_0 + n\delta}{2}$ mufs das Instrument eines Hindernisses wegen nach n umgestellt werden; dann wird in n die Richtung der Tangente an den Kreis festgelegt, indem man den Kreis orientiert auf $0^0 00'$ nach A, darauf Ablesung $\frac{\delta_0 + n\delta}{2}$ einstellt, durchschlägt und in den Lagern umlegt; nC ist dann die Richtung der Tangente; nun auf $\frac{\delta_0 + (n+1)\delta}{2}$ eingestellt, den hinteren Ziehstab in n festgehalten und den vorderen Ziehstab in die Visur gebracht, liefert den Bogenpunkt $(n+1)$ usw.

Nach diesem Verfahren kann der Bogen vom Instrument weg und nach dem Instrument hin abgesteckt werden; letzteres Verfahren verdient der Berücksichtigung der unvermeidlichen Beobachtungsfehler wegen den Vorzug.

Abb. 53.



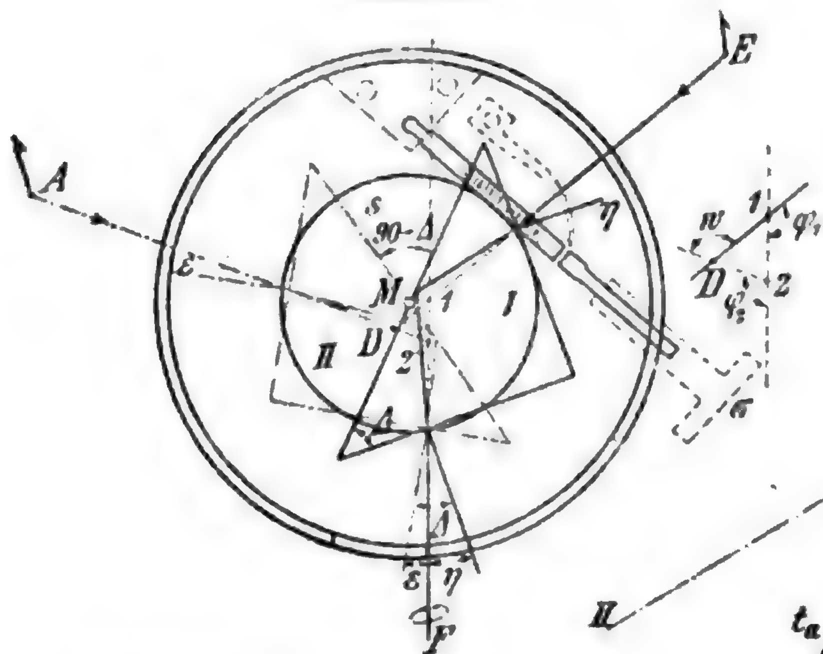
5. Mittels Spiegel- und Prismeninstrumente. Dieses Verfahren setzt mehr ebenes, offenes Gelände voraus, also beim Verlegen der Schienen mit Vorteil zu verwenden; beruht auf dem Satze, dafs in allen Bogenpunkten n die Sehne AE unter demselben Peripheriewinkel β, gleich dem Winkel α zwischen Tangente und Sehne erscheint (Abb. 53). Verfahren: im Punkt A aufgestellt, werden die Spiegel so

verstellt, dafs das doppelt reflektierte Bild des Fluchtstabes in E mit dem Stabe in C sich deckt (dann ist der Ablenkungswinkel $= \alpha$); bei dieser festgehaltenen Stellung des Winkelspiegels sind alle Punkte im Gelände, in denen das doppelt reflektierte Bild von E mit A sich deckt, bzw. umgekehrt, Punkte des Kreisbogens; sollen nur Punkte in der gleichbleibenden Sehnenlänge b abgesteckt werden, so wird der hintere Ziehstab in einem Bogenpunkt festgehalten und der vordere Ziehstab bei gespanntem Mefsbande als Lotstab des Winkelspiegels zum Aufsuchen eines Bogenpunktes verwendet.

Anstatt Winkelspiegels kann Dechers Prismentrommel unter Benutzung des beweglichen Bildes verwendet werden (Abb. 54 in halber Gröfse).

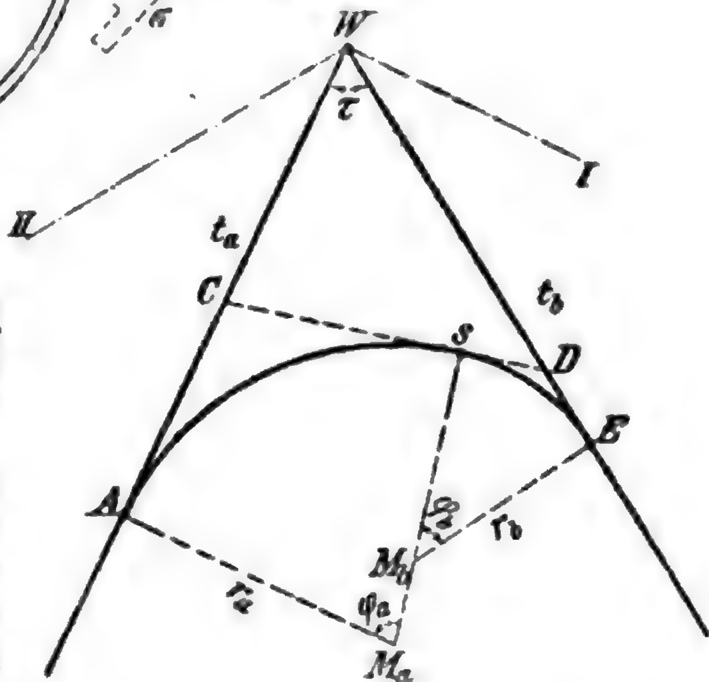
In einem zylinderförmigen Gehäuse ist das Prisma I gegen den Deckel fest gelagert; Prisma II ist mit einer Scheibe S fest verbunden, welche mittels Schraube σ gegen das Gehäuse verstellt wird, wodurch der Drehungswinkel beider Prismen Δ auf jeden erforderlichen Wert gebracht und erhalten werden kann. Sieht das Auge in F die Bilder von A und E in Deckung, so ist der Winkel w in $D = 180 - 2\,\Delta$, unabhängig von ε und η. Im Punkt A (in Abb. 53) aufgestellt und Prismen verstellt, bis die Bilder von C und E sich decken, ist $w = \alpha$ gemacht. Der theoretische Fehler in der linearen Gröfse DM bleibt klein.

Abb. 54.



6. Mittels Transversalen: theoretisch richtig nur für den Sonderfall $W-A-E$ ein gleichseitiges Dreieck, deshalb nicht oder nur bei Absteckungen untergeordneter Bedeutung anzuwenden.

Abb. 55.



Bestimmung der Elemente eines abzusteckenden Korbbogens (Abb. 55). Die Richtungen der Tangenten sind im Gelände festgelegt; r_a und r_b stehen nach dem Plan fest; Winkel τ mufs ermittelt werden entweder durch direkte Messung, wenn W zugänglich, sonst nach dem Verfahren auf S. 40; dann ist $\tau = 180 - (\varphi_a + \varphi_b)$; einer der Zentriwinkel φ_a oder φ_b wird aus dem Plan entnommen, dann steht auch der andere fest. Nun sind A

und E festzulegen, indem $WA = t_a$ und $WE = t_b$ berechnet werden; hierzu berücksichtigt man, daſs die Summe der Projektionen des Fünfecks $W E M_b M_a A$ auf irgend eine Gerade gleich 0 sein muſs. Praktisch bequem denkt man sich die Gerade WI winkelrecht zu WA und projiziert auf diese, so wird die Projektion von $t_a = 0$, und es entsteht

$$t_b = \frac{2 r_b \sin \frac{\varphi_b}{2} \cos \frac{\varphi_a - \tau}{2}}{\sin \tau} + \frac{2 r_a \sin^2 \frac{\varphi_a}{2}}{\sin \tau}, \qquad (1)$$

sodann in bezug auf eine zweite Projektionsgerade WII winkelrecht zu WE wird $t_b = 0$, und entsteht

$$t_a = \frac{2 r_a \sin \frac{\varphi_a}{2} \cos \frac{\varphi_b - \tau}{2}}{\sin \tau} + \frac{2 r_b \sin^2 \frac{\varphi_b}{2}}{\sin \tau}, \qquad (2)$$

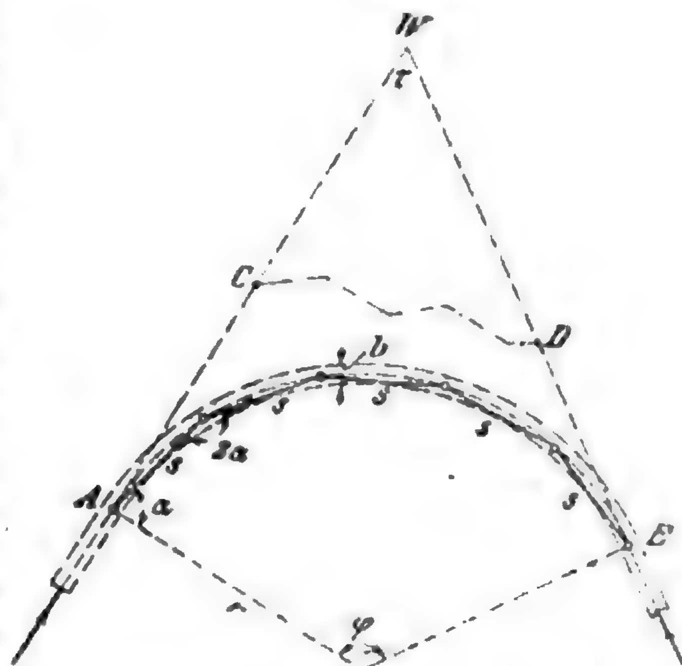
mit (1) und (2) können die Punkte A und E festgelegt werden. Den Punkt s erhält man durch Festlegen der Punkte C und D, indem

$$AC = Cs = r_a \operatorname{tg} \frac{\varphi_a}{2} \quad \text{und} \quad ED = Ds = r_b \operatorname{tg} \frac{\varphi_b}{2};$$

CD ausgefluchtet und aufgemessen, liefert den Punkt s und dessen Prüfung, indem s von D und von C aus erhalten wird. Bogenlänge $As = r_a \varphi_a$ und Bogenlänge $Es = r_b \varphi_b$. Die Absteckung der Bogenpunkte selbst erfolgt nach einem der Verfahren 1 bis 5 auf S. 41 bis 44 bzw. durch Vereinigung der verschiedenen Verfahren.

Der **Kreisbogen liege ganz oder zum Teil im Tunnel** (Abb. 56). Die Tangentenrichtungen im offenen Gelände liegen fest, und sind C und D Punkte derselben; in diesem Falle wird τ und hiermit φ fast ausschlieſslich wohl nur erhalten werden können, indem man C und D über den Bergrücken hinweg durch Polygonzug oder Kleintriangulation verbindet und daraus die Strecke CD und τ ableitet. Berechnung und Festlegung des Punktes A und E von C und D aus, wie auf S. 41 angegeben. Liegen beide oder einer der Punkte schon im Tunnel, dann Tunnelachse ein gestreckter Polygonzug. Hauptsache bleibt Festlegung der Tunnelachse im Kreisbogen. Hierzu wird der Kreisbogen durch ein demselben eingeschriebenes N-Eck ersetzt, wo die Eckpunkte des N-Ecks in den Kreisbogen zu liegen kommen. Die Seitenlänge s des N-Ecks hängt ab von r und der Breite b des auszubrechenden Tunnelquerschnitts, es muſs die Pfeilhöhe h zu $s \leqq \frac{b}{2}$

Abb. 56.



bleiben, mithin $s_{max} = 2\sqrt{h(2r-h)}$. Ist s derart festgesetzt, dafs hier A und E Eckpunkte des N-Ecks sind, so ist der Winkel α bzw. 2α als Brechungswinkel bestimmt durch $r\cos\alpha = \frac{s}{2}$ oder

$$\sin(90-\alpha) = \frac{s}{2r}.$$

K. Abriß einer Landestriangulation.

(Uebersicht über die Arbeiten der preußischen Landesaufnahme.) Zweck: eine dauernde Grundlage für alle Arten staatlicher Vermessungen zu schaffen; zerfällt in eine Horizontalaufnahme und in eine Höhenaufnahme. Letztere durch geometrische Nivellements, hier nur die Horizontalaufnahme der Projektion auf dieselbe Vermessungsfläche, Bessels Rotationsellipsoid, weiter zu verfolgen. Als Grundlage der Aufnahme ist ein möglichst gleichmaschiges System von Dreieckspunkten I. Ordnung, zu Dreiecksketten oder Netzen gruppiert, von durchschnittlich 50 km Seitenlänge angeordnet, gegen welches dann weitere Netze von Punkten II., III. und IV. Ordnung festgelegt, wodurch erreicht, daß auf eine Quadratmeile rund zehn gut bestimmte Punkte entfallen. Aufnahme und Bearbeitung des Netzes I. Ordnung: Durch Rekognoszierung sind die Punkte ausgewählt. Die Festlegung erfolgt unterirdisch durch Granitplatte mit Bolzen, auf welche ein zutage tretender Granitsockel so aufgesetzt wird, daß das in dessen Stirnfläche eingemeißelte Kreuz senkrecht über dem unterirdischen Festpunkte gelegen (Gelände wird staatlich erworben). Die Punkte sind zu Dreiecken verbunden mit mindestens einer Seite aneinanderschließend. Durch Horizontalwinkelmessungen wird die Form der Dreiecke und vermittels einer gemessenen Grundlinie oder Basis die Seitenlänge festgelegt. Durch Beobachtungspfeiler zu ebener Erde oder durch Signalbauten von entsprechender Höhe werden die Punkte für die Winkelmessung vorbereitet. Zur Sichtbarmachung der Punkte auf Entfernungen von 50 u. m. km wird fast ausschließlich das Heliotrop verwendet. (Das Bertramsche Heliotrop mit Spiegel von 8 bis 10 cm Seitenlänge reicht für direkt meßbare Dreiecke stets aus.) Die Winkelmessung erfolgt nach Winkeln oder Richtungen mittels leistungsfähiger Mikroskoptheodolite, rechnerisch bis auf einige Zehntel Bogensekunden sicher erhalten; ist der einzelne gemessene Winkel mit einem mittleren Fehler von $\pm$ m″ behaftet, so darf der Dreieckschlußfehler $\Delta = \pm m''\sqrt{3}$ betragen.

Das Beobachtungsmaterial wird einer Ausgleichung nach der Methode der kleinsten Quadrate unterworfen. Jede überschüssig ausgeführte Messung liefert (infolge der den Beobachtungen anhaftenden unvermeidlichen Beobachtungsfehler) eine Netzbedingungsgleichung, und die ausgeglichenen Werte sind so zu bestimmen, daß von denselben als Ersatz der wahren Werte die Netzfigur im einzelnen und ganzen geometrisch möglich ist.

Anzahl der Bedingungsgleichungen ganz allgemein. Ist
M die Anzahl aller im Netz beobachteten Richtungen,
N „ „ aller Netzpunkte,
F „ „ der Netzpunkte, in denen nicht beobachtet, welche also von anderen Punkten nur angeschnitten,
q „ „ der gegenseitig beobachteten Richtungen,
r „ „ der einseitig beobachteten Richtungen, wo $M = 2q + r$,
dann ist $M - 3N + F + 4$ die Anzahl aller Netzbedingungsgleichungen,
davon sind $q - N + F + 1$ Winkelgleichungen
und $q + r - 2N + 3$ Seitengleichungen.

(Winkelgleichungen entstehen, wenn in einer geschlossenen Figur alle Winkel, also im Dreieck alle drei Winkel gemessen; demnach sprechen hier nur die q mit. Seitengleichungen entstehen, wenn ein Punkt von mehr als zwei Punkten aus angeschnitten, dann müssen die Schnittstrahlen sich in demselben Punkte schneiden. Praktisch erfolgt der Ansatz der Bedingungsgleichung in der Weise, daß man die zur eindeutigen Bestimmung der Netzfigur erforderlichen Richtungen heranzieht und von dieser Netzfigur auf die tatsächlich beobachtete Figur übergeht; für jede hierbei herangezogene beobachtete Richtung muß eine Bedingungsgleichung, Winkelgleichung oder Seitengleichung angesetzt werden. Die so praktisch ermittelte Anzahl muß gleich sein der theoretisch festgestellten Anzahl.)

In jedem einzelnen Dreieck muß die Summe der ausgeglichenen Winkel $= 180 + \varepsilon$ sein, wo ε als sphärischer Exzeß bestimmt durch $\varepsilon'' = \frac{F}{R^2}\, 206\,265$; F ist der Flächeninhalt des Dreiecks und R der Flächenkrümmungshalbmesser an der betreffenden Stelle. Für ein gleichseitiges Dreieck von 50 km Seitenlänge beträgt $\varepsilon = 5{,}5''$.

Messung der Basis oder Grundlinie. Nicht eine Seite des Netzes I. Ordnung, sondern eine in günstigem Gelände gelegene Strecke von 2 bis 5 km Länge wird direkt gemessen.

Bessels Basisapparat unter Benutzung von (4) Endmaßstäben; Brunners Apparat unter Benutzung eines Strichmaßstabes; in neuerer Zeit kommt Jäderins Verfahren für geeignete Zwecke mehr in Vorschlag, wobei die Messung mittels eines gespannten Drahtes (Invardraht aus Nickelstahl von 24 m und darüber lang) erfolgt; erstere Apparate geben einen Genauigkeitsgrad von $\frac{1}{1\,000\,000}$ (Strecke von 1 km auf 1 mm genau) und darüber, während bei Jäderins Verfahren der Genauigkeitsgrad auf $\frac{1}{50\,000}$ veranschlagt wird. Die unmittelbar gemessene Basislänge L wird auf den Meereshorizont reduziert $= L_0$; ausreichend $L_0 = L\left(1 - \frac{h_m}{R_\alpha}\right)$, wo h_m als durchschnittliche Höhenlage der Einzelstrecke bestimmt ist durch $h_m = \frac{\Sigma h}{n}$ und R_α der Krümmungshalbmesser des Vertikalschnittes der Basisstrecke.

Aus der reduzierten Basislänge wird durch Anlage des Basisnetzes trigonometrisch die Länge einer Seite des Netzes I. Ordnung abgeleitet.

Eine Basis reicht aus; wird aber mit einer Basis durch ein weit ausgedehntes Netz hindurchgerechnet, so wird mit wachsender Anzahl der zu durchrechnenden Dreiecke infolge der Winkelfehler die Genauigkeit in den Seitenlängen stark herabgedrückt. Diesem Uebelstande wird vorgebeugt, indem mehrere Grundlinien gemessen werden. Bei der preußischen Landesaufnahme sind Basisnetze in Abständen von 250 bis 300 km angeordnet, so daß für das ganze Gebiet 9 Grundlinien in Betracht kommen.

Aus einer Seite und den ausgeglichenen Winkeln werden die Längen aller anderen Dreieckseiten berechnet, am einfachsten nach Legendres Theorem (sonst auch nach der Additamenten- und Sehnenmethode), wonach jedes direkt mefsbare **sphärische** Dreieck (für die Rechnung) ersetzt wird durch ein **ebenes** Dreieck von gleichen Seitenlängen und mit Winkeln, welche man erhält, indem man die sphärischen Winkel um $^1/_3\,\varepsilon$ (des betreffenden Dreiecks) vermindert. Mit der Ermittlung aller Seitenlängen schliefst die Bearbeitung des Netzes I. Ordnung zunächst ab. In dieses Netz I. Ordnung werden durch Horizontalwinkelmessungen die Netze der Punkte II. III. und IV. Ordnung schrittweise eingebunden der Art, dafs an der Lage der bereits festgelegten Punkte nichts mehr geändert werden darf. Auf diese Weise wird schliefslich für jeden einzelnen Netzpunkt die Lage der benachbarten Netzpunkte erhalten durch die Richtungen und Entfernungen nach denselben. Um nun die Lage aller Punkte nach Koordinaten berechnen zu können, und zwar nach rechtwinklig sphärischen (Soldnerschen) Koordinaten bzw. nach geographischen Koordinaten, mufs das Dreiecknetz auf dem Rotationsellipsoid orientiert werden, indem in einem Punkte (Zentralpunkt: Rauenberg bei Berlin) die geographische Breite φ und das Azimut einer von diesem Punkte ausgehenden Dreieckseite astronomisch bestimmt wird. Wird für diesen Zentralpunkt das Rotationsellipsoid so gedreht, dafs die Normale dem Ellipsoid zugehörend mit der Lotlinie dem Geoid angehörend und die Rotationsachse des Ellipsoids mit der Erdachse zusammenfällt (oder derselben parallel verläuft), so kann mit den Elementen des Rotationsellipsoids und den zur Verfügung stehenden ausgeglichenen Winkeln und Entfernungen für jeden anderen Punkt geographische Breite und Längenunterschied **berechnet** werden. Wird dann für einzelne Punkte die geographische Breite und Längenunterschied direkt durch Beobachtungen astronomisch bestimmt, so wird in den Differenzen als den **Lotabweichungen** der Verlauf von Rotationsellipsoid gegen Geoid gefunden (für die Untersuchungen über Figur und Gröfse der Erde von Wichtigkeit).

Von seiten der Landesaufnahme werden veröffentlicht

1. **Mefstischblätter** (Originalaufnahme) im Mafsstabe 1 : 25000 mit Horizontalkurven. Jedes einzelne Blatt entspricht einem Paralleltrapez von 10′ Längen- und 6′ Breitenunterschied. In die einzelnen, in ihren Abmessungen berechneten Blätter werden die in Betracht kommenden Punkte I. bis IV. Ordnung auf Grund der Koordinaten eingetragen. Darauf gestützt erfolgt die Geländeaufnahme tachymetrisch (mittels Mefstisch und Kippregel), indem im Gelände das Blatt zeichnerisch vollständig entwickelt wird; danach werden die Platten zur Vervielfältigung gestochen.

2. **Karte des Deutschen Reiches** im Mafsstabe	1 : 100000	aus der Mefstischblattaufnahme abgeleitet.
3. **Uebersichtsblätter** „ „	1 : 200000	

L. Abrifs der Ausgleichungsrechnung

nach der Methode der kleinsten Quadrate. Zweck: aus Beobachtungen, die in überschüssiger Anzahl ausgeführt sind, die wahrscheinlichsten

Werte der zu ermittelnden Unbekannten als Ersatz für die wahren Werte dieser Unbekannten abzuleiten und den Genauigkeitsgrad der einzelnen Beobachtungen sowohl als des abgeleiteten Resultats zu ermitteln. In Betracht kommen nur die den Beobachtungen anhaftenden unvermeidlichen, zufälligen Fehler, welche dem Gesetz der wahren Fehler folgen. Allgemein

Beobachtung + wahrer Fehler (ε) = dem wahren Wert,
" + wahrscheinlichster Fehler (λ) = dem wahrscheinlichsten Wert.

Die wahren Fehler entziehen sich stets unserer Betrachtung, und nur die wahrscheinlichsten Fehler stehen uns zu Gebote. Beobachtungen nach der Methode der kleinsten Quadrate ausgleichen, heifst diejenigen Werte der Unbekannten als die wahrscheinlichsten ermitteln, gegen welche die in den einzelnen Beobachtungen verbleibenden Fehler λ in ihrer Quadratsumme ein Minimum werden, für welche also

$[\lambda\lambda]$ = Minimum, wenn die Beobachtungen von gleicher Genauigkeit,
$[p\lambda\lambda]$ = Minimum, wenn Beobachtungen von ungleicher Genauigkeit vorliegen, wo p das Gewicht darstellt.

Genauigkeitsmafse. Die Genauigkeit von Beobachtungen bzw. der daraus abgeleiteten Resultate ist festgelegt durch

h als Mafs der Präzision nach Gaufs,
m als mittlerer Fehler, der Definition nach bestimmt durch
$$m^2 = \frac{[\varepsilon\varepsilon]}{n},$$
r als wahrscheinlichster Fehler von solcher Gröfse, dafs der irgend einer Beobachtung zukommende Fehler ebenso wahrscheinlich $\lessgtr r$ sein kann.
ϑ als Durchschnittsfehler, der Definition nach bestimmt durch
$$\vartheta = \frac{[\varepsilon \text{ absolut}]}{n}.$$

Diese verschiedenen Genauigkeitsmafse müssen in mathematisch feststehenden Beziehungen zueinander stehen, nämlich:
$$m = \frac{1}{h\sqrt{2}}; \quad r = 0{,}67449 \text{ m oder rund } \frac{2}{3} m; \quad m = 1{,}2533\ \vartheta.$$

Die Gewichte p sind Verhältniszahlen, wodurch Beobachtungen ungleicher Genauigkeit aufeinander bzw. auf die Gewichtseinheit ($p = 1$) bezogen werden. Die Gewichte sind dem Quadrate der mittleren Fehler umgekehrt proportional, also $p_1 : p_n = \frac{1}{m_1^2} : \frac{1}{m_n^2}$.

Hinsichtlich der rechnerischen Behandlung unterscheidet man zwischen direkten Beobachtungen, vermittelnden Beobachtungen, bedingten Beobachtungen.

Behandlung direkter Beobachtungen. a) Von gleicher Genauigkeit. Sind $l_1, l_2, l_3, \ldots l_n$ die ausgeführten Beobachtungen,
$\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \ldots \lambda_n$ deren plausibelste oder wahrscheinlichste Fehler,
x der wahrscheinlichste Wert der gesuchten Unbekannten, wo die Beziehung bestehen mufs
$$x = l_1 + \lambda_1 = l_2 + \lambda_2 = \ldots l_n + \lambda_n, \text{ also auch}$$

$\left.\begin{array}{l}\lambda_1 = x - l_1 \\ \lambda_2 = x - l_2 \\ \\ \\ \lambda_n = x - l_n\end{array}\right\}$ als **Fehlergleichungssystem**, so ist x als wahrscheinlichster Wert so zu bestimmen, dafs $[\lambda\lambda] =$ Minimum, erfüllt, wenn $\frac{\partial [\lambda\lambda]}{\partial x} = 0$ oder $2\lambda_1 \frac{\partial \lambda_1}{\partial x} + 2\lambda_2 \frac{\partial \lambda_2}{\partial x} \ldots + 2_n \lambda_n \frac{\partial \lambda_n}{\partial x} = 0$ oder $\lambda_1 + \lambda_2 + \ldots \lambda_n = [\lambda] = 0$ oder $x = \frac{[l]}{n}$.

Wenn in diesem Falle wahrscheinlichster Wert gleich dem einfachen arithmetischen Mittel gefunden, so ist dies darin begründet, dafs bei Herleitung des der Ausgleichung zugrunde liegenden Fehlergesetzes von dem arithmetischen Mittel als Axiom, als von der Natur aufgedrungen, ausgegangen worden ist.

Der mittlere Fehler m einer einzelnen gleich genauen Beobachtung ist bestimmt durch $m = \pm \sqrt{\frac{[\lambda\lambda]}{n-1}}$ und der mittlere Fehler μ des Resultates x ist bestimmt durch $\mu = \pm \frac{m}{\sqrt{n}} = \pm \sqrt{\frac{[\lambda\lambda]}{n(n-1)}}$.

Den Wert $[\lambda\lambda]$ erhält man, indem man den gefundenen Wert x in die Fehlergleichungen einsetzt, wodurch λ_1 bis λ_n gefunden, deren Quadrate addiert $[\lambda\lambda]$ liefern.

b) Von ungleicher Genauigkeit. Kommen den Beobachtungen l_1, $l_2, \ldots l_n$ die Gewichte $p_1, p_2, \ldots p_n$ zu, so ist der wahrscheinlichste Wert x so zu bestimmen, dafs $[p\lambda\lambda] =$ Minimum wird; erfüllt, wenn

$$2p_1\lambda_1 \frac{\partial \lambda_1}{\partial x} + 2p_2\lambda_2 \frac{\partial \lambda_2}{\partial x} + \ldots 2p_n\lambda_n \frac{\partial \lambda_n}{\partial x} = 0$$

oder $[p\lambda] = 0$; nach dem Fehler-Gleichungssystem erfüllt, wenn

$$x = \frac{p_1 l_1 + p_2 l_2 + \ldots p_n l_n}{p_1 + p_2 + \ldots p_n} = \frac{[pl]}{[p]}.$$

In diesem Falle ist x das allgemeine arithmetische Mittel oder das Mittel unter Berücksichtigung der Gewichte.

Der mittlere Fehler m der Beobachtung vom Gewicht $p = 1$ (der Gewichtseinheit) ist bestimmt durch $m = \pm \sqrt{\frac{[p\lambda\lambda]}{n-1}}$ und der mittlere Fehler μ des Resultats x ist bestimmt durch

$$\mu = \pm \frac{m}{\sqrt{[p]}} = \pm \sqrt{\frac{[p\lambda\lambda]}{[p](n-1)}}.$$

Vermittelnde Beobachtungen. $l_1, l_2, \ldots l_n$ in Summa n sind einzeln bekannte Funktionen der gesuchten Unbekannten x, y, z in Summa S.

Ist dann $n < S$, bleiben die Unbekannten unbestimmt,
$n = S$, sind die Unbekannten eindeutig bestimmt,
$n > S$, sind die Unbekannten überbestimmt, Ausgleichung erforderlich.

Für die weitere Behandlung wird vorausgesetzt, dafs die bekannten Funktionen linear sind; ist dies nicht der Fall, so werden sie auf lineare Form zurückgeführt durch Einführung von Näherungs-

werden derart, daß ursprüngliche Unbekannte X = Näherungswert — neue Unbekannte x; die neuen Unbekannten $x, y, z \ldots$ sind dann kleine Größen, deren höhere Potenzen und Produkte als Größen höherer Ordnung gegen die erste Potenz vernachlässigt werden können.

Näherungswerte führt man in der Praxis auch dann ein, wenn die Funktionen bereits von linearer Form sind, jetzt lediglich zu dem Zwecke, um es mit kleinen Größen zu tun zu haben, deren rechnerische Ermittlung praktisch bequemer.

Bei vermittelnden Beobachtungen treten die anzusetzenden Fehlergleichungen in der folgenden typischen Form auf:

$$\left.\begin{array}{l} \lambda_1 = -l_1 + a_1 x + b_1 y + c_1 z \ldots \\ \lambda_2 = -l_2 + a_2 x + b_2 y + c_2 z \ldots \\ \vdots \\ \lambda_n = -l_n + a_n x + b_n y + c_n z \ldots \end{array}\right\} n > S; \qquad (1)$$

l_1 bis l_n sind die beobachteten Größen; a, b, c sind Koeffizienten aus der Aufgabe hervorgehend, welche im besonderen auch gleich 1 und im einzelnen auch = 0 werden können.

Sind die Beobachtungen von gleicher Genauigkeit, so kommt das Fehlergleichungssystem (1) unmittelbar zur Verwendung; sind die Beobachtungen von ungleicher Genauigkeit, kommen also den Beobachtungen die einzeln verschiedenen Gewichte $p_1, p_2 \ldots p_n$ zu, so denkt man sich die Fehlergleichungen der Reihe nach mit $\sqrt{p_1}, \sqrt{p_2}, \ldots \sqrt{p_n}$ multipliziert, wodurch ein zu (1) analoges System (2) entsteht in der Form

$$\left.\begin{array}{l} \lambda_1' = -l_1' + a_1' x + b_1' y + c_1' z \\ \lambda_2' = -l_2' + a_2' x + b_2' y + c_2' z \\ \vdots \\ \lambda_n' = -l_n' + a_n' x + b_n' y + c_n' z, \end{array}\right\} \qquad (2)$$

so daß beide Fälle zugleich weiter behandelt werden können. Die Unbekannten $x, y, z \ldots$ sind so zu bestimmen, daß

$[\lambda\lambda]$ = Minimum für (1) bzw. $[p\lambda\lambda] = [\lambda'\lambda']$ = Minimum für (2) wird.

In unserem Falle der vermittelnden Beobachtungen sind die Unbekannten völlig unabhängig voneinander, so daß der Minimumbedingung genügt, wenn die partiellen Ableitungen nach den einzelnen Unbekannten einzeln der 0 gleich gesetzt werden, also

$$\frac{\partial[\lambda\lambda]}{\partial x} = 0; \quad \frac{\partial[\lambda\lambda]}{\partial y} = 0; \quad \frac{\partial[\lambda\lambda]}{\partial z} = 0 \ldots$$

gebildet nach (1) bzw. (2)

liefert $\qquad [a\lambda] = 0; \quad [b\lambda] = 0; \quad [c\lambda] = 0. \qquad (3)$

Für das System (1) bzw. (2) ausgeführt, entsteht

$$\left.\begin{array}{l} [al] = [aa]\,x + [ab]\,y + [ac]\,z \\ [bl] = [ab]\,x + [bb]\,y + [bc]\,z \\ [cl] = [ac]\,x + [bc]\,y + [cc]\,z \end{array}\right\} \begin{array}{c} \text{als } \textbf{Normalgleichungssystem,} \\ \text{wenn drei Unbekannte zu bestim-} \\ \text{men; wenn mehr Unbekannte,} \\ \text{ganz entsprechend gebildet.} \end{array} \qquad (4)$$

Die Auflösung des Systems 4., am übersichtlichsten und praktisch bequemsten nach Gauß' Verfahren durchgeführt, liefert die Unbekannten selbst. Durch Einsetzen derselben in (1) bzw. (2) erhält man die einzelnen λ und durch Quadrieren und Addieren auch direkt

$$[\lambda\lambda] \text{ bzw. } [\lambda'\lambda'] = [p\lambda\lambda].$$

Anderseits erhält man summarisch

$$[\lambda\lambda] = [ll] - [al]\,x - [bl]\,y - [cl]\,z$$

oder unter Zuhülfenahme der bei Auflösung von (4) sich ergebenden Zwischengröfsen unter Beibehaltung der Gaufsschen abkürzenden Bezeichnungen

$$[\lambda\lambda] = [ll] - \frac{[al]^2}{[aa]} - \frac{[bl.1]^2}{[bb.1]} - \frac{[cl.2]^2}{[cc.2]}.$$

Dann ist der mittlere Fehler m der einzelnen Beobachtung bzw. der Gewichtseinheit

a) für Beobachtungen gleicher Genauigkeit: $m = \pm\sqrt{\frac{[\lambda\lambda]}{n-S}}$

b) für Beobachtungen ungleicher Genauigkeit: $m = \pm\sqrt{\frac{[p\lambda\lambda]}{n-S}}$.

Die mittleren Fehler der ermittelten wahrscheinlichsten Resultate also in x, y, z: μ_x, μ_y, μ_z sind bestimmt durch

$$\mu_x = \pm m\sqrt{Q_{11}}; \quad \mu_y = \pm m\sqrt{Q_{22}}; \quad \mu_z = \pm m\sqrt{Q_{33}},$$

wo Q Hülfsgröfsen, durch die **allgemeine Auflösung** des Systems (4) erhalten, nämlich durch Auflösen folgender Systeme, in denen die Glieder der rechten Seite aus der Auflösung von (4) alle zur Verfügung stehen:

$$\begin{aligned}
1 &= [aa]\,Q_{11} + [ab]\,Q_{12} + [ac]\,Q_{13} \\
0 &= [ab]\;\;,, \;\; + [bb]\;\;,, \;\; + [bc]\;\;,, \\
0 &= [ac]\;\;,, \;\; + [bc]\;\;,, \;\; + [cc]\;\;,, \\
&\vdots \\
1 &= [bb.1]\,Q_{22} + [bc.1]\,Q_{23} \\
0 &= [bc.1]\;\;,, \;\; + [cc.1]\;\;,, \\
&\vdots \\
1 &= [cc.2]\,Q_{33}.
\end{aligned}$$

Bei mehr als drei Unbekannten ist, sobald eben $n > S$, die Behandlung ganz entsprechend durchzuführen.

Bedingte Beobachtungen: In diesem Falle sind die wahrscheinlichsten Werte der gesuchten Unbekannten so zu bestimmen, dafs für diese nicht nur $[\lambda\lambda]$ bzw. $[p\lambda\lambda]$ ein Minimum wird, sondern von den Werten zugleich theoretisch gegebene Bedingungsgleichungen, zwischen den wahren Werten bestehend, ebenfalls erfüllt werden. (Minimum mit Nebenbedingungen; z. B. Ausgleichung eines Dreiecknetzes.) Anzahl der Beobachtungen n, der Unbekannten S, der bestehenden gegebenen Bedingungsgleichungen b. Jede Bedingungsgleichung gestattet eine der Unbekannten durch die übrigen auszudrücken, mithin verbleiben $S - b$ Unbekannte durch Beobachtungen zu bestimmen, und nur wenn $n > (S - b)$ kann von einer Ausgleichung die Rede sein. Behandlung der bedingten Beobachtungen:

a) indirekt, durch Zurückführen auf vermittelnde Beobachtungen, indem in dem Fehlergleichungssystem so viel Unbekannte, als Bedingungsgleichungen bestehen, durch die übrigen Unbekannten ausgedrückt werden, so dafs die noch verbleibenden Unbekannten als

völlig unabhängig voneinander auftreten; die weitere Behandlung ist die bei vermittelnden Beobachtungen dargelegte;

b) direkt durch Einführen der Korrelatenwerte oder Lagrangeschen Multiplikatoren. Die weitere Behandlung des Falles b) läuft darauf hinaus, dafs, anstatt die ursprüngliche Funktion F (in unserem Falle $F = [\lambda\lambda]$ bzw. $[p\lambda\lambda]$) zu einem Minimum zu machen, die erweiterte Funktion $F^x = F - 2 . \mathrm{I} \{$ Bedingungsgleichung I $\} - 2 . \mathrm{II} \{$ Bedingungsgleichung II $\} - \ldots - 2N \{$ Bedingungsgleichung $N\}$ zu einem Minimum zu machen ist, wo in F^x die zu ermittelnden Unbekannten aber als völlig unabhängig voneinander anzusehen sind. Es sind I, II, ... N die zu bestimmenden Korrelatenwerte oder Multiplikatoren, mit welchen die gegebenen Bedingungsgleichungen I, II, ... N multipliziert werden müssen.

F^x wird dann zu einem Minimum, wenn die partiellen Ableitungen einzeln $= 0$ werden. Also $\frac{\partial F^x}{\partial x} = 0$; $\frac{\partial F^x}{\partial y} = 0$; $\frac{\partial F^x}{\partial z} = 0$ usf. Hierdurch erhält man die zu ermittelnden Unbekannten $x, y, z \ldots$ in Funktionswerten der Korrelaten I, II, ... N als Fehlergleichungen. Setzt man diese Werte in die einzelnen Bedingungsgleichungen zurück, so entsteht ein **System von Normalgleichungen** in gleicher Anzahl mit der Anzahl der Bedingungsgleichungen bzw. Korrelatenwerte in der Form α, dessen Auflösung (nach Gaufs' Verfahren) die Korrelatenwerte I, II, ... N liefert.

$$\alpha)\quad \begin{aligned} w_1 &= [aa]\,\mathrm{I} + [ab]\,\mathrm{II} \ldots [an]\,N, \\ w_2 &= [ab]\,\mathrm{I} + [bb]\,\mathrm{II} \ldots [bn]\,N, \\ &\vdots \\ w_n &= [an]\,\mathrm{I} + [bn]\,\mathrm{II} \ldots [nn]\,N \end{aligned}$$

eingesetzt in die Fehlergleichungen, erhält man die Unbekannten selbst.

Bei bedingten Beobachtungen wird der mittlere Fehler m der einzelnen Beobachtungen bzw. der Gewichtseinheit berechnet nach

$$m = \pm \sqrt{\frac{[\lambda\lambda]}{n + b - S}} \quad \text{bzw.} \quad m = \pm \sqrt{\frac{[p\lambda\lambda]}{n + b - S}},$$

wo entsprechend wie bei vermittelnden Beobachtungen $[\lambda\lambda]$ gebildet wird

1. direkt durch Quadrieren und Addieren;
2. summarisch nach

$$[\lambda\lambda] \text{ bzw. } [p\lambda\lambda] = w_1\,\mathrm{I} + w_2\,\mathrm{II} + \ldots w_n N = [w\,\mathrm{I}],$$

3. summarisch unter Benutzung der Gröfsen bei Auflösung des Systems α)

$$[\lambda\lambda] \text{ bzw. } [p\lambda\lambda] = \frac{w_1^2}{[aa]} + \frac{[w_2 . 1]^2}{[bb . 1]} + \frac{[w_3 . 2]^2}{[cc . 2]} + \cdots \frac{[w_n (n-1)]^2}{[nn (n-1)]}.$$

Fehlerfortpflanzungsgesetz.

Sind $x, y, z, \ldots,$ als aus Beobachtungen hervorgegangen, behaftet mit den mittleren Fehlern

$\pm \mu_x, \pm \mu_y, \pm \mu_z$, oder kommen diesen Gröfsen die entsprechenden Gewichte p_x, p_y, p_z zu, welches ist dann der mittlere Fehler μ_F bzw. P in $X = f(x, y, z \ldots)$?

1. $X = x \pm y \pm z \ldots$, so ist $\mu_F = \pm \sqrt{\mu_x^2 + \mu_y^2 + \mu_z^2}$

$$= \pm \sqrt{[\mu_x^2]} \text{ und } \frac{1}{P} = \frac{1}{p_x} + \frac{1}{p_y} + \frac{1}{p_z} \cdots = \left[\frac{1}{p}\right].$$

Sonderfall: $\mu_x = \mu_y = \mu_z = \cdots = \mu$; $p_x = p_y = p_z = \cdots = p$,

$$\text{ist } \mu_F = \pm \mu \sqrt{n}; \quad \frac{1}{P} = n \cdot \frac{1}{p}; \quad P = \frac{p}{n}.$$

2. $X = ax$, wo a ein Faktor, ist $\mu_F = \pm a \mu_x$; $P = \frac{p_x}{a^2}$.

3. $X = ax \pm by \pm cz \ldots$, ist $\mu_F = \pm \sqrt{a^2 \mu_x^2 + b^2 \mu_y^2 + c^2 \mu_z^2}$

$$= \pm \sqrt{[a^2 \mu_x^2]},$$

$$\frac{1}{P} = \frac{a^2}{p_x} + \frac{b^2}{p_y} + \frac{c^2}{p_z} \qquad = \left[\frac{a^2}{p_x}\right];$$

für den Sonderfall wie bei 1.

$$\mu_F = \pm \mu \sqrt{a^2 + b^2 + c^2 \ldots} = \pm \mu \sqrt{[a^2]} \text{ und}$$

$$\frac{1}{P} = \frac{1}{p}[aa]; \quad P = \frac{p}{[aa]}.$$

4 Ist allgemein $X =$ Funktion $f(x, y, z)$, so ist

$$\mu_F = \pm \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 \mu_x^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 \mu_y^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial z}\right)^2 \mu_z^2 \ldots}$$

$$= \pm \sqrt{\left[\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 \mu_x^2\right]};$$

$$\frac{1}{P} = \frac{1}{p_x}\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 + \frac{1}{p_y}\left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 + \frac{1}{p_z}\left(\frac{\partial f}{d z}\right)^2$$

$$= \left[\frac{1}{p_x}\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2\right].$$

2. ABSCHNITT.

Statik der Baukonstruktionen.

I. Belastungen und Eigengewichte.

A. Berechnungsgrundlagen für die statische Untersuchung von Hochbauten.

Ausführliche Angaben sind enthalten in den „Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und die Beanspruchungen der Baustoffe". Erlasse des preufs. Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 31. Januar 1910, 5. Januar 1912 und 18. Februar 1912. 2. ergänzte Aufl. 1912, Ernst & Sohn, Berlin. Eigengewichte von Zwischendecken und Dacheindeckungen III. Bd., 5. Abschn. Hochbau.

1. Eigengewichte von Baustoffen und Baukörpern.*)

Nr.	Baustoff	kg/cbm
1.	Erde, Sand, Lehm, nafs	2100
2.	desgl., trocken	1600
3.	Kies, nafs	2000
4.	Kies, trocken	1700
5.	Koksasche	700
	Werkstücke und Quadermauerwerk aus	
6.	Granit, Basaltlava, Marmor	2800
7.	Kalkstein	2500
8.	Sandstein (schwerer Grauwacken- und Keupersandstein)	2700
9.	sonstigem Sandstein	2400
10.	Tuffstein	1400
11.	Bruchsteinmauerwerk aus Granit	2700
12.	dsgl. aus Kalkstein, Sandstein, Tonschiefer u. dgl.	2500
	Mauerwerk aus künstlichen Steinen, u. zw. aus	
13.	Klinkern in Zementmörtel	1900
14.	Hartbrandziegeln in Kalkzementmörtel	1800
15.	Ziegelsteinen in Kalkmörtel	1600
16.	porigen Vollziegeln	1100
17.	Lochziegeln	1300
18.	porigen Lochziegeln	1000
19.	Schwemmsteinen	1000
20.	Kalksandsteinen	1800
	Beton aus	
21.	Kies, Granitschotter u. dgl.	2200
22.	Kies, Granitschotter u. dgl., einschl. Eiseneinlagen bei Eisenbeton	2400
23.	Ziegelschotter	1800
24.	Koks- oder Kohlenschlacke oder Bimskies	1000

*) Weitere Angaben I. Band, 5. Abschn., Stoffkunde. Siehe auch: Boerner, Statische Tabellen, 4. Aufl. 1912 Berlin, Ernst & Sohn.

Bauhölzer

		kg/cbm			kg/cbm
25.	Kiefer, lufttrocken	650	27.	Tanne, lufttrocken	600
26.	Fichte, „	550	28.	Eiche, „	900

Metalle

		kg/cbm			kg/cbm
29.	Gufseisen	7250	34.	Kupfer, gewalzt	8900
30.	Schweifseisen	7800	35.	Bronze	8600
31.	Flufseisen	7850	36.	Zink, gegossen	6900
32.	Flufsstahl	7860	37.	„ gewalzt	7200
33.	Blei	11400	38.	Zinn, gewalzt	7400

2. Belastungen.

kg/qm

39. Nutzlast in Wohngebäuden und kleineren Geschäftsgebäuden 250

40. Nutzlast in Versammlungssälen, Unterrichtsräumen, Turnhallen, Warenhäusern, Fabriken, wenn nicht nach den vorliegenden Umständen gröfsere Belastungen anzunehmen sind, 500

41. Nutzlast für Decken unter Durchfahrten und befahrenen Höfen, soweit nicht gröfsere Einzellasten (Raddruck) zu erwarten sind, . . . 800

42. Treppennutzlast . . . 500

43. In Lagerräumen ist die Nutzlast nach dem Eigengewicht der zu lagernden Stoffe und der Höhe der Lagerung zu ermitteln.

Für **Aktengerüste und Schränke** in Registraturen, Bibliotheken, Archiven usw. ist einschliefslich der Hohlräume eine Nutzlast von 500 kg für das Raummeter anzunehmen.

44. Nutzlast in Dachbodenräumen städtischer Wohngebäude . . 125

45. Die **Schneelast** ist zu 75 kg/qm der Dachfläche anzunehmen und dabei die Möglichkeit einer vollen oder einer einseitigen Schneebelastung zu berücksichtigen. Bei steilen Dächern kann die Schneebelastung geringer angenommen werden, sofern einzelne Dachteile nicht etwa Schneesäcke bilden. Mit den Bezeichnungen h für die Höhe des Daches, l für seine Stützweite und α für den Neigungswinkel mit der Wagerechten kann die Schneebelastung angenommen werden:

zu 55 kg/qm des Grundrisses, wenn $h = \frac{1}{2}\,l$ ist,
„ 65 „ „ „ „ $h = \frac{1}{3}\,l$ „ ,
„ 70 „ „ „ „ $h = \frac{1}{4}\,l$ „ ,
„ 75 „ „ „ „ $h = \frac{1}{8}\,l$ „ ,

oder der Schneedruck kann berechnet werden:

$$S = 75 \cos \alpha \text{ (kg/qm) für 1 qm des Grundrisses.}$$

Bei ganz steilen Dächern, an denen nur geringfügige Schneemassen haften können, etwa von $\alpha = 50^0$ an, ist eine Schneelast nicht weiter in Betracht zu ziehen.

46. Der **Winddruck** ist in der Regel zu 125 kg/qm rechtwinklig getroffener Fläche anzunehmen. Für hohe Bauten auf kleiner Grund-

fläche (schlanke Türme) ist aufserdem noch der Nachweis zu führen, dafs bei einem Winddruck von 150 kg/qm die für die zulässigen Beanspruchungen angegebenen oberen Grenzen nicht überschritten werden.

Werden freistehende Gebäude, deren Stirnwände nicht durch Querwände versteift sind, auf Standsicherheit gegen Winddruck untersucht, so genügt es, mit einem Winddruck von 75 kg/qm zu rechnen.

Bezeichnet α den Neigungswinkel eines Teiles F der Dachfläche gegen die wagerecht anzunehmende Windrichtung, so ist der auf die Fläche F entfallende und rechtwinklig zu ihr wirkende Winddruck $$W = W_0 F \sin^2\alpha,$$
wo $W_0 = 125$ bzw. 150 kg einzusetzen ist. Bei ebenen Dächern entfällt hiernach aus dem Winddruck von 125 kg/qm und bei einer

Dachneigung von		70°	65°	60°	55°	50°	45°	40°	35°	30°	25°
ein Betrag	„	110	103	94	84	73	63	52	41	31	22 kg

rechtwinklig auf 1 qm der Dachfläche.

Bei Dachneigungen unter 25° genügt es in der Regel, den Winddruck durch einen Zuschlag zur lotrechten Belastung zu berücksichtigen; die wagerechte Seitenkraft darf vernachlässigt werden.

Bei Dächern über offenen Hallen ist auch ein von innen nach aufsen wirkender Winddruck von etwa 60 kg auf 1 qm rechtwinklig getroffener Fläche in Betracht zu ziehen.

47. Die **Gesamtbelastung der Dächer**, bestehend aus Eigengewicht, Schnee- und Winddruck, für 1 qm des Grundrisses kann angenommen werden:

beim **Glasdach**	mit 10 bis 25° Neigung	zu	125 bis 150 kg,
„ **Schieferdach**	„ 25 „ 45° „	„	150 „ 250 „ ,
„ **Ziegeldach**	„ 30 „ 45° „	„	250 „ 300 „ ,
„ **Holzzementdach**	. . . .	„	275 „ ,
bei steilen **Mansardendachflächen** mit Schiefer- oder Ziegeldeckung von 45 bis 70° Neigung	. . . .	„	300 „ 700 „ .

48. In der Mitte der einzelnen Dachteile (Sparren, Pfetten, Sprosseneisen usw.) ist noch eine Nutzlast von 100 kg für einzelne das Dach bei Wiederherstellungs- oder Reinigungsarbeiten betretende Personen anzunehmen.

3. Zulässige Beanspruchung der Baustoffe in kg/qcm.

	Gegenstand	Zug	Druck	Biegung	Abscherung	Lochleibungsdruck
49.	Flufseisen in Trägern zur Unterstützung von Decken und Treppen. Als Stützlänge ist die Entfernung zwischen den Auflagermitten anzunehmen.	1200	1200	1200	1000	2000
50.	Flufseisen in Stützen	1200	1200	1200	1000	2000

	Gegenstand	Zug	Druck	Biegung	Abscherung	Lochleibungsdruck
51.	Flufseisen in Stützen bei genauer Berechnung der unter den ungünstigsten Umständen auftretenden Kantenpressung	1400	1400	1400	1000	2000
	Zu Nr. 50 und 51: Die Berechnung auf Knicken hat nach der Formel $J_{min} = 2{,}33\ Pl^2$ zu erfolgen. Als Knicklänge gilt die ganze Systemlänge, bei übereinanderstehenden, allseitig durch Deckenträger ausgesteiften Stützen die Geschofshöhe.*)					
52.	Flufseisen in Dächern, Fachwerkwänden, Trägern zur Unterstützung von Wänden, Kranbahnträgern, wenn die Querschnittgröfse durch Eigenlast, Nutzlast und Schneedruck allein bedingt ist, ...	1200	1200	1200	1000	2000
53.	Flufseisen in denselben Bauteilen, wenn die gröfste Spannung bei gleichzeitiger ungünstigster Wirkung von Eigenlast, Nutzlast, Schneedruck und Winddruck von 150 kg/qm eintritt, . . .	1400	1400	1400	1000	2000
54.	Ausnahmsweise darf bei Dächern, wenn für eine den strengsten Anforderungen genügende Durchbildung, Berechnung und Ausführung volle Sicherheit gegeben ist, für den Fall der Nr. 53 die Spannung betragen bis . . .	1600	1600	1600	—	—
	Zu Nr. 52 und 53: Für Träger zur Unterstützung von Wänden gilt die Entfernung der Auflagermitten als Stützweite. Druckglieder sind nach der Formel $J_{min} = 1{,}82\ Pl^2$ auf Knicken zu berechnen; als Knicklänge gilt die Systemlänge.*)					
	Zu Nr. 50 bis 54: Mafsgebend ist stets derjenige Fall, der den gröfsten Querschnitt ergibt.					

*) Hierzu vgl.: Der Eisenbau, 1911 Müller Breslau, Ueber exzentrisch gedrückte Stäbe und über Knickfestigkeit

	Gegenstand	Zug	Druck	Biegung	Abscherung
55.	Flufseisen in Ankern	800	—	—	—
56.	Für Schweifseisen sind die in Nr. 49 bis 53 für Flufseisen angegebenen Werte überall um 10 vH zu ermäfsigen. Noch weiter herabzusetzen ist die Beanspruchung von altem, wieder zur Verwendung gelangendem Eisen je nach seiner Beschaffenheit.				
57.	Gufseisen in Auflagern	—	1000	—	—
58.	Gufseisen in Säulen . . . . . Die Berechnung der gufseisernen Säulen auf Knicken hat nach der Formel $J_{min} = 8 P l^2$ zu geschehen.	—	500	250	200
59.	Stahlformgufs	—	—	1200	—
60.	Schmiedestahl	1400	1400	1400	—
61.	Eichenholz	100	80	100	15 parallel 80 rechtwinklig zur Faser
62.	Kiefernholz	100	60	100	10 parallel 60 rechtwinklig zur Faser

		Druck
63.	Granit in Auflagersteinen	60
64.	Granit in Pfeilern und Gewölben	45
65.	Granit in sehr schlanken Pfeilern und Säulen .	25
66.	Sandstein in Auflagersteinen	30
67.	Sandstein in Pfeilern und Gewölben	25
68.	Sandstein in sehr schlanken Pfeilern und Säulen	15
69.	Kalkstein und Marmor in Auflagersteinen . . .	30
70.	Kalkstein und Marmor in Pfeilern und Gewölben	20
71.	Kalkstein und Marmor in sehr schlanken Pfeilern und Säulen	12
72.	Mauerwerk aus gewöhnlichen Ziegeln in Kalkmörtel (1 R.-T. Kalk und 3 R.-T. Sand) . . .	bis 7
73.	Mauerwerk aus Hartbrandziegeln in Kalkzementmörtel (1 R.-T. Zement, 2 R.-T. Kalk, 6 bis 8 R.-T. Sand)	12 bis 15
74.	Mauerwerk aus Klinkern in Zementmörtel (1 R.-T. Zement, 3 R.-T. Sand mit Zusatz von etwas Kalkmilch)	20 bis 30

		Druck
75.	Mauerwerk aus porigen Ziegeln	3 bis 6
76.	Mauerwerk aus Schwemmsteinen von mindestens 20 kg/qcm Druckfestigkeit	bis 3
77.	Mauerwerk aus Kalksandsteinen in Kalkmörtel wie Nr. 72	bis 7
78.	Mauerwerk aus Kalksandsteinen in Kalkzementmörtel wie Nr. 73	12 bis 15
79.	Bruchsteinmauerwerk in Kalkmörtel	bis 5
80.	Fundamentmauern aus geschüttetem Beton . .	6 bis 8
81.	Fundamentmauern aus gestampftem Beton . .	10 bis 15
82.	Guter Baugrund	3 bis 4

Bemerkung. Die höheren Werte bei den Nrn. 72 bis 82 dürfen nur verwendet werden, wenn einwandfreie statische Untersuchungen unter Annahme der stärksten Belastungen bei Berücksichtigung der denkbar ungünstigsten Umstände durchgeführt werden.

B. Belastungen gewölbter Brücken.

1. Eigengewicht.

Für mittlere Verhältnisse beträgt das Eigengewicht g:
bei Strafsenbrücken mit Beschotterung . $g = 0,6$ t/qm,
„ „ „ Pflasterung . . $g = 1,0$ „ ,
„ Eisenbahnbrücken aller Art . . . . . $g = 1,1$ „ .

2. Verkehrslasten.

Menschengedränge und Einzellasten aus Raddrücken von Fahrzeugen. Statt der aus Fahrzeugen und Menschengedränge sich zusammensetzenden Belastung kann eine über die Brücke gleichmäfsig verteilte Belastung p angenommen werden.

Es bedeuten:
l die Stützweite in m,
p' die Höhe der Verkehrsbelastung bei Gewölben aus Ziegelsteinen ($\gamma = 1,8$) in m,
p'' dieselbe Höhe bei Gewölben aus Bruchsteinen oder Beton ($\gamma = 2,3$) in m.

a. Strafsenbrücken.

Nach Winkler ist:
für leichte Wagen . . . . . . $p = 0,37 + (1,7 : l)$ t/qm,
„ mittelschwere Wagen . . $p = 0,34 + (2,6 : l)$ „ ,
„ schwere „ . . . $p = 0,28 + (8,4 : l)$ „ ;

nach Tolkmitt:
bei Spannweiten unter 10 m . . . $p' = 0,56$ m, $p'' = 0,44$ m,
„ „ von 10 bis 20 m . $p' = 0,44$ „ , $p'' = 0,34$ „ ,
„ „ über 20 m . . . $p' = 0,32$ „ , $p'' = 0,24$ „ .

Für **Fufsgängerbrücken** gibt Tolkmitt an:

$p' = 0{,}32$ m und $p'' = 0{,}24$ m.

b. Eisenbahnbrücken.

Nach Tolkmitt ist für **Hauptbahnen** (17 t-Zug, S. 66):

bei Spannweiten	unter 18 m . . .	$p' = 1{,}50$ m, $p'' = 1{,}20$ m,
„ „	von 18 bis 36 m .	$p' = 1{,}35$ „, $p'' = 1{,}02$ „,
„ „	über 36 m . . .	$p' = 1{,}10$ „, $p'' = 0{,}85$ „;

für **Nebenbahnen**:

bei Spannweiten	unter 10 m . . .	$p' = 1{,}00$ m, $p'' = 0{,}78$ m,
„ „	von 10 bis 20 m .	$p' = 0{,}82$ „, $p'' = 0{,}64$ „,
„ „	über 20 m . . .	$p' = 0{,}64$ „, $p'' = 0{,}50$ „.

C. Belastungen eiserner Brücken.*)

(l ist überall die Stützweite der Brücken in m.)

1. Eigengewichte von Strafsenbrücken**) mit Balkenträgern.

Die Gewichte sind in kg für 1 qm Grundrifs der Fahrbahn angegeben, u. zw. unter

α) das **Eisen**gewicht der Hauptträger und des Fahrbahngerippes,

β) das **Eisen**gewicht der Fufswege, einschliefslich des durch sie bedingten Mehrgewichtes der Hauptträger, aber ohne Geländer, in kg für 1 qm Grundrifs der Fufswege,

γ) das Gewicht des Bahnbelages.

Nach der Stärke des aufzunehmenden Verkehrs kann man leichte Landstrafsenbrücken und schwere Stadtstrafsenbrücken unterscheiden.

Landstrafsenbrücken

	α	β	γ
mit doppeltem Bohlenbelag (160 mm stark)	$105 + 2{,}3\,l + 0{,}02\,l^2$	$60 + 2{,}3\,l$	Bohlenbelag 110
mit Beschotterung	$125 + 2{,}8\,l + 0{,}025\,l^2$	$60 + 2{,}3\,l$	Belageisen 65 Schotter 400

Stadtstrafsenbrücken

	α	β	γ
mit doppeltem Bohlenbelag (200 mm stark)	$155 + 2{,}7\,l + 0{,}021\,l^2$	$80 + 2{,}7\,l$	Bohlenbelag 140
mit Beschotterung	$170 + 3{,}2\,l + 0{,}028\,l^2$	$80 + 2{,}7\,l$	Belageisen 80 Schotter 480
mit Pflasterung	$180 + 3{,}7\,l + 0{,}029\,l^2$	$80 + 2{,}7\,l$	Belageisen 80 Pflaster 700 Buckelplatten 8 mm stark 65

*) H. d. I. W., Brückenbau. 2 Abt.: Landsberg, Die angreifenden Kräfte. S. auch 16. Abschn. Brückenbau, dieses Bandes.

**) Nach Engesser, Zeitschrift für Baukunde 1881 S. 66.

2. Eigengewichte von Strafsenbrücken mit Bogenträgern.

Die Gewichte sind in kg für 1 qm Grundrifs der Fahrbahn angegeben. Unter α und β stehen die dem Gesamtgewicht unter γ zugrunde gelegten Gewichte des Fahrbahngerippes und der Fahrbahn. Liegen die Fufswege aufserhalb der Hauptträger, so ist ihr Gewicht noch mitzurechnen.

Landstrafsenbrücken

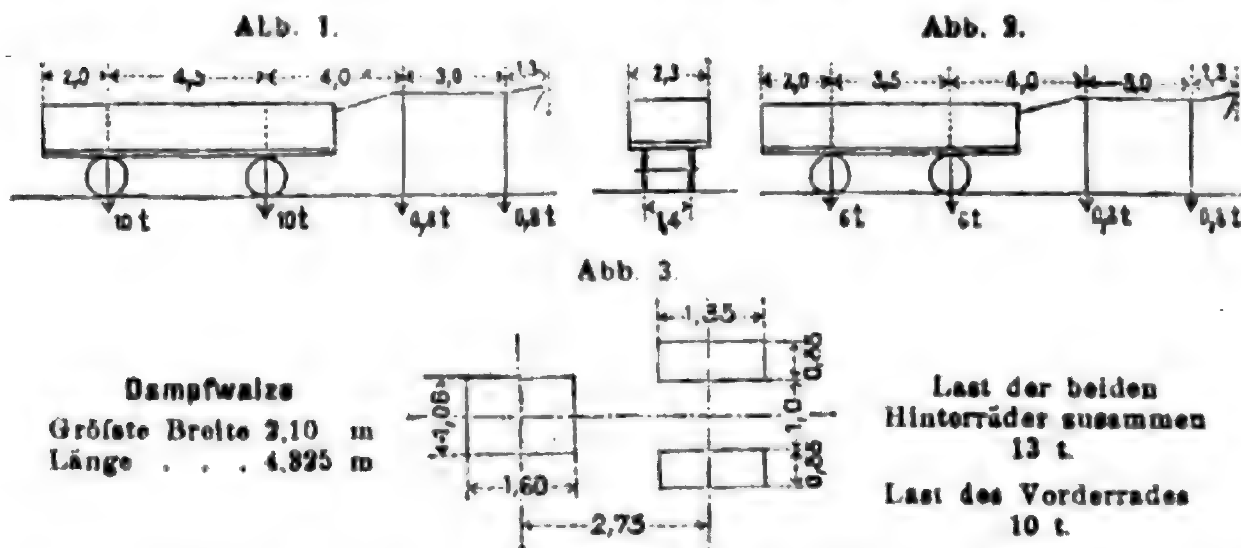
	α	β	γ
mit doppeltem Bohlenbelag	63	170	$250 + 1{,}9\,l + 0{,}017\,l^2$
mit Beschotterung	70	510	$610 + 2{,}1\,l + 0{,}022\,l^2$

Stadtstrafsenbrücken

	α	β	γ
mit Holzpflaster	100	420	$532 + 5{,}4\,l + 0{,}01\,l^2$
mit Beschotterung	85	540	$655 + 2{,}1\,l + 0{,}022\,l^2$
mit Steinpflaster	100	600	$712 + 6{,}0\,l + 0{,}01\,l^2$

3. Verkehrslasten für Strafsenbrücken.

Die Verkehrslast besteht aus der Belastung durch Menschen und Fuhrwerke. Die Vorschriften der Staats- und Gemeindebehörden für die Belastung durch Fuhrwerke sind sehr verschieden. Für die Hauptträger bei Brücken bis etwa 30 m Spannweite wirken die gröfsten Radlasten in der Regel ungünstiger als Menschengedränge. Es wird sich im allgemeinen empfehlen, wie bei Eisenbahnbrücken mit Lastenzügen zu rechnen, insbesondere wenn für die zu untersuchenden Gröfsen



der Hauptträger positive und negative Beitragstrecken in Frage kommen. Die Zusammenstellung von Wagenzügen aus schweren und leichteren Fuhrwerken regelt sich nach der Bedeutung des über die Brücke zu führenden Verkehrs. Von mehreren nebeneinander aufgestellten Wagenzügen verschiedener Gröfse ist der schwerste dem untersuchten Hauptträger zunächst anzunehmen. Für die Fufssteige ist je nach Stärke des Verkehrs ein Menschengedränge von 400 bis 550 kg/qm in Rechnung zu stellen. Das Fahrbahngerippe und die Hauptträger

kleinerer Brücken sind für schwerste Wagen oder eine Dampfwalze zu berechnen.

Uebliche **Fuhrwerkslasten** sind:

20 t-Wagen mit 4 Pferden nach Abb. 1 (S. 62),
12 t- „ „ 4 „ „ „ 2 (S. 62),
6 t- „ „ 2 „ , 3 t Achslast, 2,6 m Achsabstand und 4,6 m Wagenlänge;

ferner eine 23 t-Dampfwalze nach Abb. 3 (S. 62).

Für **Landstrafsenbrücken** genügt es, 6 t- bis 12 t-Wagen anzunehmen. Bei **Stadtstrafsenbrücken** rechnet man mit einem 20 t-Wagen, in besonderen Fällen mit der Dampfwalze; der übrige Teil der Fahrbahntafel wird mit 12t-Wagen, gegebenenfalls mit Menschengedränge belastet gedacht. Für Vollbelastung der Hauptträger weitgespannter Strafsenbrücken wird gewöhnlich Belastung durch Menschengedränge von 400 bis 550 kg/qm gerechnet, u. zw. für die Fahrbahn und einen aufsenliegenden Fufsweg.

Fufsgängerbrücken werden für Menschengedränge von 400 bis 550 kg/qm untersucht.

4. Gewichte von Eisenbahnbrücken mit Balkenträgern.

Das **Eigengewicht** ist nach **Häseler***) in kg für das Meter und Gleis:

a) **für eingleisige Brücken mit Fahrbahn oben**

$$g = 530 + \left(5 + \frac{530 + 1{,}25\,q}{k - l}\right) l,$$

$$g' = 3000 + \left(5 + \frac{3000 + 1{,}25\,q}{k - l}\right) l;$$

b) **für eingleisige Brücken mit Fahrbahn unten**

$$g = 930 + \left(5 + \frac{930 + 1{,}25\,q}{k - l}\right) l,$$

$$g' = 3150 + \left(5 + \frac{3150 + 1{,}25\,q}{k - l}\right) l;$$

c) **für zweigleisige Brücken mit Fahrbahn unten**

$$g = 1060 + \left(4 + \frac{1060 + 1{,}25\,q}{k - l}\right) l,$$

$$g' = 3250 + \left(4 + \frac{3250 + 1{,}25\,q}{k - l}\right) l.$$

Erhält die Brücke aufsenliegende Fufswege, so ist deren Gewicht besonders zu ermitteln und zuzuschlagen.

Diese Formeln haben Geltung für den preufsischen 17 t-Zug (S. 66), und zwar für Parallelträger; bei Trägern mit gebrochener Gurtung ist der Klammerwert noch mit 0,9 zu multiplizieren.

g gilt für hölzernen Querschwellenoberbau mit Bohlenbelag;
g' für Querschwellenoberbau in Schotterbettung;

---

*) Häseler, Der Brückenbau, I. Teil, IV. Lieferung, 2.; Fr. Vieweg u. Sohn, Braunschweig.

l ist die Spannweite in m;

q ist ein Belastungsgleichwert in kg für das Meter und Gleis, der aus der folgenden Tafel zu entnehmen ist;

$k = \sigma : 7850\,C$, worin σ die den preufsischen Vorschriften entsprechende zulässige Beanspruchung in kg/qm bezeichnet, während C einen Ausdruck darstellt, der bei dem mittleren Verhältnis $h = l:8$ den Wert $C = 3{,}2$ annimmt. Die nachfolgende Tafel enthält auch die Zahlen k und die zulässigen Spannungen σ.

l	20	30	40	50	60	80	100	120	m
σ	8500	8750	9000	9125	9250	9500	9750	10 000	t/qm
q	8520	7900	7510	7140	6770	6200	5780	5500	kg/m
k	338	348	358	363	368	378	388	398	

Aus den Gewichten der im Bereiche der preufsischen Staatsbahnen ausgeführten Brücken hat Dircksen*) folgende Werte gewonnen. Sie gelten für eingleisige gerade, nicht in einer Gleiskrümmung liegende Eisenbahnbrücken von unbeschränkter Bauhöhe. Für zweigleisige Brücken sind bei gleichen Bedingungen diese Werte zu verdoppeln.

Höhe des vollwandigen Hauptträgers $^1/_{14}\,l$ statt $^1/_{10}\,l$ erhöht das Hauptträgergewicht um 20 vH.

Höhe des Parallelträgers $^1/_{12}\,l$ statt $^1/_8\,l$ gibt Erhöhung des Hauptträgergewichtes um 15 vH.

Beschränkte Bauhöhe erhöht das Fahrbahngewicht bis zu 25 vH, schiefer Grundrifs bis zu 15 vH.

Gleiskrümmung mit einem Radius unter 300 m verlangt eine Erhöhung des Gesamtgewichtes bis etwa 12 vH.

Zugrunde gelegt ist der 17 t-Zug (S. 66).

In der Tafel bezeichnen:

l die Stützweite in m, b den Hauptträgerabstand in m.

Die Gewichte sind in kg für das Meter und Gleis angegeben. Sie gelten für folgende Bauarten der Brücken:

α) Blechträger mit unmittelbarer Schwellenauflagerung, ohne besondere Fufswege auf Konsolen,

β) Blechträger mit versenkter Fahrbahn und einem aufserhalb eines Hauptträgers ausgekragten Fufsweg,

Abb. 4.

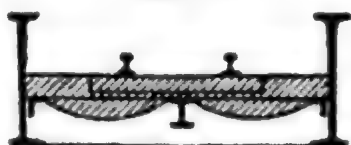
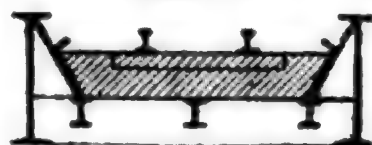


Abb. 5.



γ) Fachwerkträger mit untenliegender Fahrbahn und Stützweiten von 20 bis 40 m,

γ') dsgl. für Stützweiten von 40 bis 80 m,

δ) Fachwerkträger mit obenliegender Fahrbahn und beiderseits auskragenden Fufsstegen,

ε) Blechträger mit Durchführung des Schotterbettes auf Buckelblechen und Fahrbahnausbildung nach Abb. 4,

ε') dsgl. nach Abb. 5,

ζ) Blechträger mit durchgehendem Kiesbett über den Hauptträgern und $l/12$ Stehblechhöhe.

---

*) Zentralbl. Bauv. 1904.

Bauart der Brücke	Gewicht der Hauptträger mit Querverband, Windverband und Lagern kg/m	Hauptträgerabstand b m	Gewicht des Fahrbahngerippes kg/m	Gewicht der Fahrbahntafel (Schienen, Schwellen, Bohlenbelag, ohne Leitschienen [150 kg/m]) kg/m	Gesamtgewicht kg/m
α	$240 + 54\,l$	1,8	—	640	$880 + 54\,l$
		2,0	—	775	$1015 + 54\,l$
β	$270 + 44\,l$	3,0	380	595	$1245 + 44\,l$
		3,3	430	630	$1330 + 44\,l$
		3,7	520	660	$1450 + 44\,l$
γ	$540 + 27\,l$	4,8	600	680	$1820 + 27\,l$
		4,9	625	680	$1845 + 27\,l$
		5,0	670	680	$1890 + 27\,l$
γ'	$680 + 27\,l$	4,8	600	680	$1960 + 27\,l$
		4,9	625	680	$1985 + 27\,l$
		5,0	670	680	$2030 + 27\,l$
δ	$540 + 27\,l$	2,5	490	550	$1580 + 27\,l$
		3,5	580	550	$1670 + 27\,l$
ε	$270 + 49\,l$	3,3	670	2840	$3780 + 49\,l$
		3,7	840	3260	$4370 + 49\,l$
ε'	$270 + 49\,l$	3,3	770	2680	$3720 + 49\,l$
		3,7	940	2820	$4030 + 49\,l$
	Gewichte für 1 m Brückenbreite:				
ζ	$160 + 24\,l$			920	$1080 + 24\,l$

5. Gewichte von Eisenbahnbrücken mit Bogenträgern.*)

In der Tafel sind unter g die Eigengewichte der als Zweigelenkbogen ausgebildeten Hauptträger und der Querverbände ohne Fahrbahngerippe und Fahrbahntafel in kg für 1 m und ein Gleis angeführt, unter g' die entsprechenden Gewichte für Dreigelenkbogen.

$l =$	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	m
$g =$	500	830	1160	1490	1820	2150	2480	2820	3180	3610	kg/m
$g' =$	425	710	1000	1280	1570	1852	2140	2332	2750	3120	kg/m

6. Belastungsvorschriften für die preufsischen Staatsbahnen.

Erlaſs des preuſs. Ministers der öffentl. Arbeiten vom 1. Mai 1903.)**

Der vorgeschriebene Lastenzug zeichnet sich durch große Einfachheit aus und erleichtert daher die Berechnung auch in solchen

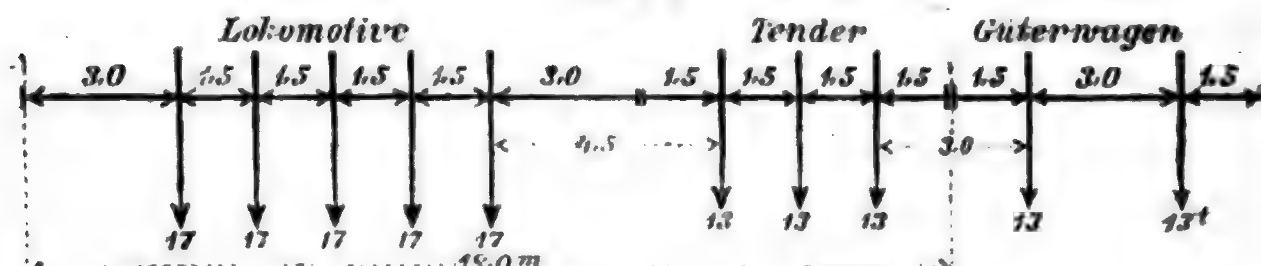
*) Engeſser, Theorie und Berechnung der Bogenfachwerkträger ohne Scheitelgelenk. Berlin 1880.

**) Erschienen im Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin.

Digitized by Google

Fällen, in denen die für einfache Balkenbrücken ausgearbeiteten Tafeln nicht benutzt werden können. Abb. 6 zeigt die Anordnung von Lokomotive, Tender und Güterwagen des **17 t-Zuges.***) Alle Radstände sind durch 1,5 teilbar. Es ist ein Zug aus zwei Lokomotiven mit Tendern in ungünstigster Stellung mit einer unbeschränkten Anzahl einseitig angehängter Güterwagen anzunehmen.

Abb. 6.



Bei der Berechnung kleinerer Brücken und der Quer- und Schwellenträger sind, soweit sich hierdurch gröfsere Beanspruchungen ergeben als durch die oben gezeichnete Lokomotive, als Belastungen anzunehmen: 1, 2, 3 oder 4 Achsen von 20, 2 × 20, 3 × 19 und 4 × 18 t. Der Achsabstand bleibt je 1,5 m.

Tafel Ia. Biegungsmomente M_x [17 t-Zug].

$\frac{x}{l}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\Delta \frac{M_x}{M_{max}} : \Delta \frac{x}{l}$	$\frac{x}{l}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\Delta \frac{M_x}{M_{max}} : \Delta \frac{x}{l}$	$\frac{x}{l}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\Delta \frac{M_x}{M_{max}} : \Delta \frac{x}{l}$
0,00	**0,0000**	4,49	0,17	0,6235	2,74	0,34	0,9483	0,98
0,01	0,0449	4,39	0,18	0,6508	2,63	**0,35**	**0,9582**	0,88
0,02	0,0888	4,29	0,19	0,6772	2,53	0,36	0,9669	0,77
0,03	0,1317	4,18	**0,20**	**0,7025**	2,43	0,37	0,9747	0,67
0,04	0,1736	4,08	0,21	0,7268	2,32	0,38	0,9814	0,57
0,05	**0,2144**	3,98	0,22	0,7500	2,22	0,39	0,9871	0,46
0,06	0,2541	3,87	0,23	0,7722	2,12	**0,40**	**0,9917**	0,36
0,07	0,2929	3,77	0,24	0,7934	2,01	0,41	0,9954	0,26
0,08	0,3306	3,67	**0,25**	**0,8135**	1,91	0,42	0,9979	0,16
0,09	0,3673	3,56	0,26	0,8326	1,81	0,43	0,9995	0,05
0,10	**0,4029**	3,46	0,27	0,8507	1,70	0,44	1,0000	
0,11	0,4375	3,36	0,28	0,8678	1,60	**0,45**	**1,0000**	
0,12	0,4711	3,25	0,29	0,8838	1,50	0,46	1,0000	
0,13	0,5036	3,15	**0,30**	**0,8988**	1,39	0,47	1,0000	
0,14	0,5351	3,05	0,31	0,9127	1,29	0,48	1,0000	
0,15	**0,5656**	2,94	0,32	0,9256	1,19	0,49	1,0000	
0,16	0,5950	2,84	0,33	0,9375	1,08	**0,50**	**1,0000**	
0,17	0,6235		0,34	0,9483				

*) Kurze Bezeichnung zur Unterscheidung von dem schwereren 20 t-Zug.

Leere Güterwagen wiegen etwa 1 t/m.

Für bestimmte Hauptstrecken ist 1911 ein von Müller-Breslau empfohlener schwererer Zug, der **20 t-Zug**,*) vorgeschrieben worden, der sich von dem 17 t-Zug nur dadurch unterscheidet, dafs die Lokomotivachsen 20 t, die Tender- und Güterwagenachsen 15 t schwer anzunehmen sind. Kommen nur 1 bis 4 Achsen in Frage, so sind, ähnlich wie bei dem 17 t-Zug Achslasten von 24, 2 × 23, 3 × 22 und 4 × 21 t einzuführen.

Die Werte der **Biegungsmomente** M_x an der Stelle x eines einfachen Balkens folgen dem Gesetz (siehe Tafel 1a, S. 66):

$$\frac{M_x}{M_{max}} = \frac{x\,(0{,}88\,l - x)}{0{,}44^2\,l^2}.$$

Tafel 2a. Gröfste Biegungsmomente, M_{max}, für ein Gleis [17 t-Zug].

l	M_{max}	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta l}$	$p = \frac{8\,M_{max}}{l^2}$	l	M_{max}	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta l}$	$p = \frac{8\,M_{max}}{l^2}$	l	M_{max}	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta l}$	$p = \frac{8\,M_{max}}{l^2}$
m	mt	t	t/m	m	mt	t	t/m	m	mt	t	t/m
1,0	**5,00**	5,00	40,00	**15**	**248,9**	26,1	8,672	**60**	**2900**	81,5	6,444
1,2	6,00	5,00	33,333	16	270,0	27,8	8,438	62	3063	84,5	6,375
1,4	7,00	5,00	28,571	17	297,8	29,2	8,243	64	3232	85,0	6,313
1,6	8,00	5,00	25,000	18	327,0	32,8	8,074	66	3402	86,5	6,247
1,8	9,00	5,00	22,222	19	359,8	34,2	7,973	68	3575	88,0	6,185
2,0	**10,00**	5,00	20,00	**20**	**394,0**	37,5	7,88	**70**	**3751**	88,0	6,124
2,2	11,00	5,00	18,181	22	469,0	40,8	7,752	72	3927	91,0	6,069
2,4	12,00	5,80	16,666	24	550,5	40,8	7,645	74	4109	93,0	6,003
2,6	13,16	9,25	15,574	26	632,0	48,1	7,479	76	4295	94,5	5,949
2,8	15,01	9,30	15,316	28	728,2	52,1	7,431	78	4484	95,0	5,896
3,0	**16,88**	9,40	15,004	**30**	**832,8**	53,5	7,398	**80**	**4674**	97,0	5,843
3,2	18,76	9,50	14,656	32	939,2	55,4	7,338	82	4868	97,5	5,792
3,5	21,61	13,8	14,113	34	1050	57,5	7,266	84	5063	100	5,740
4,0	28,50	14,2	14,250	36	1165	60,5	7,191	86	5263	101	5,693
4,5	35,63	14,2	14,076	38	1286	65,0	7,125	88	5464	103	5,645
5,0	**42,75**	14,3	13,680	**40**	**1416**	68,0	7,08	**90**	**5669**	104	5,599
6	57,00	16,4	12,666	42	1552	68,5	7,038	92	5876	107	5,553
7	73,45	20,1	11,992	44	1689	71,5	6,979	94	6089	107	5,512
8	93,50	21,2	11,687	46	1832	72,0	6,926	96	6303	109	5,471
9	114,7	21,2	11,329	48	1976	73,5	6,861	98	6520	110	5,431
10	**135,9**	21,2	10,872	**50**	**2128**	75,0	6,794	**100**	**6740**	118	5,392
11	157,1	21,3	10,387	52	2273	75,0	6,724	110	7918	126	5,235
12	178,4	21,3	9,911	54	2423	77,0	6,647	120	9176	134	5,097
13	199,7	21,3	9,453	56	2577	80,0	6,574	130	10520	144	4,979
14	221,6	22,9	9,045	58	2737	81,5	6,508	140	11965	155	4,883
15	**248,9**		8,672	**60**	**2900**		6,444	**150**	**13510**		4,803

*) Siehe Fufsnote auf S. 66.

Für fehlende Werte $\frac{x}{l}$ ist mit Hilfe der Differenzen geradlinig einzuschalten.

Die Tafel 2a auf S. 67 enthält die gröfsten Biegungsmomente M_{max} einfacher Balken für Stützweiten von 1 bis 150 m, u. zw. in mt für **ein Gleis.** Für dazwischenliegende Stützweiten ist geradlinig einzuschalten, wozu die Werte $\Delta M_{max} : \Delta l$ benutzt werden. $p = \frac{8\,M_{max}}{l^2}$

Tafel 3a. 17 t-Zug.

	Lokomotive	Tender	Lokomotive	Tender	Güterwagen	
t	17—17—17—17—17	13—13—13	17—17—17—17—17	13—13—13	13—13	13—13
m	1,5 1,5 1,5 1,5 4,5	1,5 1,5 4,5	1,5 1,5 1,5 1,5 4,5	1,5 1,5 3,0	3,0	3,0 3,0

n	c_1 m	$\mathfrak{P}_n$ t	$\mathfrak{S}_n$ tm	n	c_1 m	$\mathfrak{P}_n$ t	$\mathfrak{S}_n$ tm
1	0,0	20	0	31	76,5	443	19389
2	1,5	40	30	32	79,5	456	20718
3	3,0	57	85,5	33	82,5	469	22086
4	4,5	72	162	34	85,5	482	23493
5	6,0	85	255	35	88,5	495	24939
6	10,5	98	637,5	36	91,5	508	26424
7	12,0	111	784,5	37	94,5	521	27948
8	13,5	124	951	38	97,5	534	29511
9	18,0	141	1509	39	100,5	547	31113
10	19,5	158	1720,5	40	103,5	560	32754
11	21,0	175	1957,5	41	106,5	573	34434
12	22,5	192	2220	42	109,5	586	36153
13	24,0	209	2508	43	112,5	599	37911
14	28,5	222	3448,5	44	115,5	612	39708
15	30,0	235	3781,5	45	118,5	625	41544
16	31,5	248	4134	46	121,5	638	43419
17	34,5	261	4878	47	124,5	651	45333
18	37,5	274	5661	48	127,5	664	47286
19	40,5	287	6483	49	130,5	677	49278
20	43,5	300	7344	50	133,5	690	51309
21	46,5	313	8244	51	136,5	703	53379
22	49,5	326	9183	52	139,5	716	55488
23	52,5	339	10161	53	142,5	729	57636
24	55,5	352	11178	54	145,5	742	59823
25	58,5	365	12234	55	148,5	755	62049
26	61,5	378	13329	56	151,5	768	64314
27	64,5	391	14463	57	154,5	781	66618
28	67,5	404	15636	58	157,5	794	68961
29	70,5	417	16848	59	160,5	807	71343
30	73,5	430	18099	60	163,5	820	73764

ist der **Belastungsgleichwert**, d. h. der Wert einer gleichförmigen Vollbelastung, der dieselben M_{max} erzeugt wie der Lastenzug.

Die Tafel 3a (S. 68) liefert die Werte $\mathfrak{P}_n$ und $\mathfrak{S}_n$, mit deren Hilfe sich die Berechnung der **Querkräfte** einfach gestaltet.

Bezeichnet (Abb. 7):

$\mathfrak{P}_n$ die Summe der Einzellasten P von P_1 bis P_n,

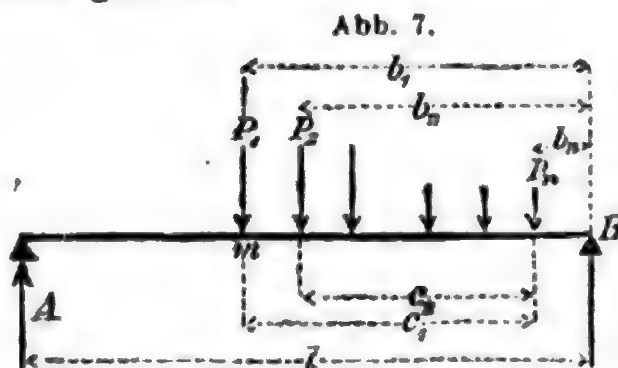
b_n den Abstand der Last P_n vom rechten Auflager,

n die Anzahl der Einzellasten,

und setzt man ferner

$$\sum_1^n Pc = \mathfrak{S}_n,$$

Abb. 7.

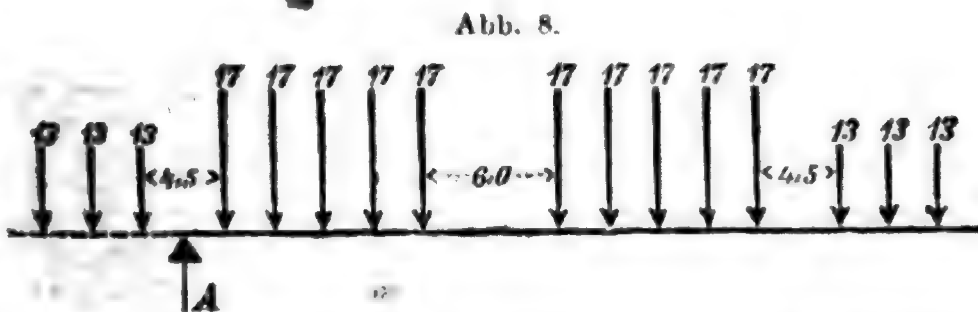


so ist der Auflagerdruck $A = Q_m = \frac{1}{l}(\mathfrak{P}_n b_n + \mathfrak{S}_n)$.

Die ersten vier Zeilen sind nicht für den Hauptlastenzug berechnet, sondern nach der für die Belastung durch eine kleinere Anzahl von Achsen geltenden Vorschrift (S. 66). Es ist also:

$\mathfrak{P}_1 = 20$ t, $\mathfrak{P}_2 = 2 . 20 = 40$ t, $\mathfrak{P}_3 = 3 . 19 = 57$ t, $\mathfrak{P}_4 = 4 . 18 = 72$ t; für diese schwereren Lasten sind auch die Momente $\mathfrak{S}_n$ berechnet worden.

Abb. 8.



Bei gewissen Stützweiten kann es vorkommen, dafs für Querschnitte in der Nähe des linken Auflagers die gröfste Querkraft entsteht, wenn die erste Maschine rückwärts fährt und der Tender die Brücke bereits verlassen hat (Abb. 8). Es gilt dann die Tafel 4a, deren fünf erste

Tafel 4a. 17 t-Zug.

	Lokomotive	Lokomotive	Tender	Güterwagen	
t	17—17—17—17—17	17—17—17—17—17	13—13—13	13—13	13—13
m	1,5 1,5 1,5 1,5 6,0	1,5 1,5 1,5 1,5 4,5	1,5 1,5 3,0	3,0 3,0	3,0

n	c_1 m	$\mathfrak{P}_n$ t	$\mathfrak{S}_n$ tm	n	c_1 m	$\mathfrak{P}_n$ t	$\mathfrak{S}_n$ tm
1	0	20	0	9	16,5	153	1300,5
2	1,5	40	30	10	18,0	170	1530,5
3	3,0	57	85	11	22,5	183	2295,0
4	4,5	72	162	12	24,0	196	2569,5
5	6,0	85	255	13	25,5	209	2863,5
6	12,0	102	765	14	28,5	222	3490,5
7	13,5	119	018	15	31,5	235	4156,5
8	15,0	136	1096,5	16	34,5	248	4861,5

Zeilen mit denen der vorhergehenden Tafel übereinstimmen. Sobald $b_1 < 17{,}27$ und $> 33{,}23$ m ist, liefert die erste Tafel stets den gröſseren Stützenwiderstand A.

Die Tafeln **1b** bis **4b** haben entsprechende Geltung für den 20 t-Zug (S. 67).

Tafel 3b. 20 t-Zug.

	Lokomotive	Tender	Lokomotive	Tender	Güterwagen	
t	20—20—20—20—20	15—15—15	20—20—20—20—20	15—15—15	15—15	15—15
m	1,5 1,5 1,5 1,5 4,5	1,5 1,5 4,5	1,5 1,5 1,5 1,5 4,5	1,5 1,5 3,0	3,0 3,0	3,0

n	c_1 m	$\mathfrak{P}_n$ t	$\mathfrak{S}_n$ tm	n	c_1 m	$\mathfrak{P}_n$ t	$\mathfrak{S}_n$ tm
1	0	20	0	31	76,5	515	22620
2	1,5	40	30	32	79,5	530	24165
3	3,0	60	90	33	82,5	545	25755
4	4,5	80	180	34	85,5	560	27390
5	6,0	100	300	35	88,5	575	29070
6	10,5	115	750	36	91,5	590	30795
7	12,0	130	922,5	37	94,5	605	32565
8	13,5	145	1117,5	38	97,5	620	34380
9	18,0	165	1770	39	100,5	635	36240
10	19,5	185	2017,5	40	103,5	650	38145
11	21,0	205	2295	41	106,5	665	40095
12	22,5	225	2602,5	42	109,5	680	42090
13	24,0	245	2940	43	112,5	695	44130
14	28,5	260	4042,5	44	115,5	710	46215
15	30,0	275	4432,5	45	118,5	725	48345
16	31,5	290	4845	46	121,5	740	50520
17	34,5	305	5717	47	124,5	755	52740
18	37,5	320	6630	48	127,5	770	55005
19	40,5	335	7590	49	130,5	785	57315
20	43,5	350	8595	50	133,5	800	59670
21	46,5	365	9645	51	136,5	815	62070
22	49,5	380	10740	52	139,5	830	64515
23	52,5	395	11880	53	142,5	845	67005
24	55,5	410	13065	54	145,5	860	69540
25	58,5	425	14295	55	148,5	875	72120
26	61,5	440	15570	56	151,5	890	74745
27	64,5	455	16890	57	154,5	905	77415
28	67,5	470	18255	58	157,5	920	80130
29	70,5	485	19665	59	160,5	935	82890
30	73,5	500	21120	60	163,5	950	85695

Tafel 1b. Biegungsmomente M_x [20 t-Zug].

$\frac{x}{l}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\Delta\frac{M_x}{M_{max}} : \Delta\frac{x}{l}$	$\frac{x}{l}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\Delta\frac{M_x}{M_{max}} : \Delta\frac{x}{l}$	$\frac{x}{l}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\Delta\frac{M_x}{M_{max}} : \Delta\frac{x}{l}$
0,00	**0,0000**	4,49	0,17	0,6235	2,75	0,34	0,9483	0,98
0,01	0,0449	4,39	0,18	0,6508	2,63	**0,35**	**0,9582**	0,88
0,02	0,0888	4,29	0,19	0,6772	2,53	0,36	0,9669	0,77
0,03	0,1317	4,18	**0,20**	**0,7025**	2,43	0,37	0,9747	0,67
0,04	0,1736	4,08	0,21	0,7268	2,32	0,38	0,9814	0,57
0,05	**0,2144**	3,98	0,22	0,7500	2,22	0,39	0,9871	0,46
0,06	0,2541	3,87	0,23	0,7722	2,12	**0,40**	**0,9917**	0,36
0,07	0,2929	3,77	0,24	0,7934	2,01	0,41	0,9954	0,26
0,08	0,3306	3,67	**0,25**	**0,8135**	1,91	0,42	0,9979	0,16
0,09	0,3673	3,56	0,26	0,8326	1,81	0,43	0,9995	0,05
0,10	**0,4029**	3,46	0,27	0,8507	1,70	0,44	1,0000	
0,11	0,4375	3,36	0,28	0,8679	1,60	**0,45**	**1,0000**	
0,12	0,4711	3,25	0,29	0,8838	1,50	0,46	1,0000	
0,13	0,5036	3,15	**0,30**	**0,8988**	1,39	0,47	1,0000	
0,14	0,5351	3,05	0,31	0,9127	1,29	0,48	1,0000	
0,15	**0,5656**	2,94	0,32	0,9256	1,19	0,49	1,0000	
0,16	0,5950	2,84	0,33	0,9375	1,08	**0,50**	**1,0000**	
0,17	0,6235		0,34	0,9483				

Tafel 4b. 20 t-Zug.

	Lokomotive	Lokomotive	Tender	Güterwagen
t	20—20—20—20—20	20—20—20—20—20	15—15—15	15—15—15—15
m	1,5 1,5 1,5 1,5 6,0	1,5 1,5 1,5 1,5 4,5	1,5 1,5 3,0	3,0 3,0 3,0

n	c_1 m	$\mathfrak{P}_n$ t	$\mathfrak{S}_n$ tm	n	c_1 m	$\mathfrak{P}_n$ t	$\mathfrak{S}_n$ tm
1	0	20	0	11	22,5	215	2700
2	1,5	40	30	12	24,0	230	3022,5
3	3,0	60	90	13	25,5	245	3367,5
4	4,5	80	180	14	28,5	260	4102,5
5	6,0	100	300	15	31,5	275	4882,5
6	12,0	120	900	16	34,5	290	5707,5
7	13,5	140	1080	17	37,5	305	6577,5
8	15,0	160	1290	18	40,5	320	7492,5
9	16,5	180	1530	19	43,5	335	8452,5
10	18,0	200	1800	20	46,5	350	9457,5

Tafel 2b. Größte Biegungsmomente, M_{max}, für ein Gleis [20 t-Zug].*)

l	M_{max}	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta l}$	$p=\frac{8M_{max}}{l^2}$	l	M_{max}	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta l}$	$p=\frac{8M_{max}}{l^2}$	l	M_{max}	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta l}$	$p=\frac{8M_{max}}{l^2}$
m	tm	t	t/m	m	tm	t	t/m	m	tm	t	t/m
1,0	**6,00**	6,0	48,000	**15**	**286,8**	30,7	10,199	**60**	**3390**	95,0	7,534
1,2	7,20	6,0	40,000	16	317,5	32,5	9,922	62	3580	98,7	7,451
1,4	8,40	6,0	34,286	17	350,0	34,3	9,689	64	3778	98,7	7,378
1,6	9,60	6,0	30,000	18	384,2	38,3	9,488	66	3975	101	7,300
1,8	10,80	6,0	26,667	19	422,5	40,0	9,363	68	4177	102	7,226
2,0	**12,00**	6,0	24,000	**20**	**462,5**	43,8	9,240	**70**	**4381**	102	7,153
2,2	13,20	6,0	21,818	22	550,0	47,5	9,091	72	4586	107	7,077
2,4	14,40	6,0	20,000	24	645,0	47,5	8,958	74	4799	107	7,011
2,6	15,60	8,3	18,462	26	740,0	57,7	8,757	76	5013	110	6,943
2,8	17,26	10,7	17,612	28	855,4	61,0	8,729	78	5232	111	6,880
3,0	**19,41**	10,8	17,253	**30**	**977,5**	62,5	8,689	**80**	**5454**	113	6,818
3,2	21,57	10,9	16,852	32	1102,5	65,0	8,613	82	5680	117	6,758
3,5	24,85	16,3	16,229	34	1232	67,3	8,529	84	5915	120	6,707
4,0	33,00	16,5	16,500	36	1367	70,1	8,438	86	6156	121	6,658
4,5	41,25	16,5	16,296	38	1507	76,0	8,350	88	6398	123	6,609
5	**49.50**	16,5	15,840	**40**	**1659**	78,9	8,296	**90**	**6643**	125	6,561
6	66,00	19,7	14,667	42	1817	81,1	8,240	92	6893	125	6,515
7	85,69	24,3	14,023	44	1979	83,7	8,178	94	7143	128	6,467
8	110,0	25,0	13,750	46	2146	83,7	8,115	96	7399	128	6,423
9	135,0	25,0	13,333	48	2314	85,7	8,034	98	7656	129	6,377
10	**160,0**	25,0	12,800	**50**	**2485**	87,5	7,953	**100**	**7915**	135	6,332
11	185,0	25,0	12,231	52	2660	87,8	7,871	110	9266	143	6,126
12	210,0	25,0	11,667	54	2836	91,2	7,778	120	10698	155	5,944
13	235,0	25,0	11,124	56	3018	91,2	7,700	130	12250	168	5,799
14	260,0	26,8	10,637	58	3201	94,7	7,612	140	13929	181	5,685
15	**286,8**		10,199	**60**	**3390**		7,534	**150**	**15734**		5,594

Der **Winddruck** ist bei belasteter Brücke mit 150 kg/qm und bei unbelasteter Brücke, sofern dieser Fall für die Standsicherheit in Betracht kommt, mit 250 kg/qm in Rechnung zu stellen.

Die Angriffsfläche der Brücke ist nach den wirklichen Abmessungen der Teile schätzungsweise zu bestimmen; die des Eisenbahnzuges ist als ein Rechteck anzusehen, dessen Höhe von Schienenoberkante an gerechnet 3 m beträgt.**)

*) Entlehnt aus: Müller-Breslau, Graphische Statik der Baukonstruktionen, Bd. I, 5. Aufl. A. Kröner-Leipzig.

**) Die Windangriffsflächen des Hauptträgers im Windschatten werden bei Fachwerkbrücken gewöhnlich mit 50 vH derjenigen des zuerst vom Winde getroffenen Hauptträgers in Rechnung gesetzt. Es empfiehlt sich aber, auf der Leeseite die gleiche Windangriffsfläche anzunehmen wie auf der Luvseite.

Digitized by Google

Bei Brücken mit obenliegender Fahrbahn und mit nur einem Windverbande in der Ebene des Untergurtes ist die durch den Wind hervorgebrachte Vergröfserung der lotrechten Belastung des einen Hauptträgers zu berücksichtigen, sobald sie den Wert von 10 vH der Belastung durch Eigengewicht und Verkehr überschreitet.

Bei Brücken, die in Krümmungen liegen, ist der Einflufs der **Fliehkraft** und der Besonderheiten in der Anordnung von Fahrbahn oder Brückenlage zu berücksichtigen, sofern dieser Einflufs nicht als zu geringfügig aufser acht gelassen werden kann. Der Schwerpunkt der Fahrzeuge ist in rd. 1,5 m Höhe über Schienenoberkante anzunehmen.*)

Bei Brücken in geneigten Strecken oder vor Bahnhöfen ist die Wirkung der **Bremskräfte** auf die Fahrbahnteile, die Lager und die angrenzenden Hauptträgerteile zu beachten. Eine weitergehende Berücksichtigung dieser Kräfte kann bei Brücken auf eisernen Pfeilern notwendig werden.**)

Als Grenzen der **Wärmeschwankungen** sind -25^0 und $+45^0$ C anzunehmen. Also: $t = \pm 35^0$ C bei 10^0 Aufstellungstemperatur.

Zulässige Beanspruchungen.

1. Glieder der Haupt- und Fahrbahnträger.

a) Hauptträger.

Stützweite bis m	Zulässige Beanspruchung der Glieder der Hauptträger: ohne Rücksicht auf Winddruck, Flufseisen kg/qcm	ohne Rücksicht auf Winddruck, Schweifseisen kg/qcm	mit Rücksicht auf Winddruck, Flufseisen kg/qcm	mit Rücksicht auf Winddruck, Schweifseisen kg/qcm	Zulässige Beanspruchung der Niete in den Gliedern der Hauptträger: auf Abscheren kg/qcm	auf Lochleibungsdruck kg/qcm
10	800	750	1000	900	750	1500
20	850	765	1000	900	765	1530
40	900	810	1050	945	810	1620
80	950	855	1100	990	855	1710
120	1000	900	1150	1035	900	1800
160	1050	945	1200	1080	945	1890
200	1100	990	1250	1125	990	1980

Bei der Querschnittermittlung empfiehlt es sich, mit Spannungswerten zu rechnen, die für die betreffende Stützweite geradlinig zwischen die angeführten Zahlen eingeschaltet sind. Die Querschnitte der Gegendiagonalen sind (ebenso wie die Zahl ihrer Anschlufsniete) ohne besondere Berechnung nach den Ergebnissen für die beiden Diagonalen

---

*) Man führt die Fliehkraft als eine gleichmäfsig verteilte, 1,5 m über S. O. angreifende Belastung von der Gröfse $\frac{p v^2}{g r}$ t/m ein, worin v die Zuggeschwindigkeit in m/sk, r der Krümmungshalbm. in m, $g = 9{,}81$ m/sk^2 und p der Belastungsgleichwert der Brücke in t/m ist.

**) Die Bremskraft setzt man in der Regel gleich $\frac{1}{7}$ des gebremsten Zuggewichtes.

b) Fahrbahn.

Bauart	Zulässige Beanspruchung der Längs- u. Querträger		Zulässige Beanspruchung der Anschlufsniete	
	Flufseisen kg/qcm	Schweifseisen kg/qcm	auf Abscheren kg/qcm	auf Lochleibungsdruck kg/qcm
Schotter- oder Kiesbett .	800	750	750	1500
Schienen liegen mittels Querschwellen auf den Längsträgern	750	700	700	1400
Schienen liegen unmittelbar oder mittels eiserner Unterlagplatten auf den Längsträgern oder bei fehlenden Längsträgern auf den Querträgern . .	700	650	650	1300

des Mittelfeldes oder für die Hauptdiagonalen der etwa vorhandenen beiden Mittelfelder zu bemessen.

Für die Druckspannungen sind die gleichen Zahlen anzuwenden wie bei den Zuggliedern. Aufserdem ist für die Druckglieder nach der Eulerschen Formel (I. Bd. Festigkeitslehre. Knickfestigkeit [Befestigungsfall 2]) eine fünffache Sicherheit gegen Knicken nachzuweisen.*)

2. Glieder der Wind- und Eckverbände.

Die Beanspruchungen dürfen die unter 1. a. für die Hauptträger angegebenen Werte erreichen, jedoch mit der Einschränkung, dafs bei den Windverbänden Flacheisen mit einem geringeren Querschnitt als 80 . 10 mm und bei den Eckverbänden schwächere Winkeleisen als 70 . 70 . 10 mm zu vermeiden sind.

Die Eckverbände sind stets, die Windverbände, soweit angängig, aus steifen Stäben zu bilden. Für solche Stäbe genügt der Nachweis einer nur zweifachen Knicksicherheit, wenn sie paarweise angeordnet und so bemessen und angeschlossen sind, dafs der auf Zug beanspruchte Stab bei etwaigem Ausbiegen des Gegenstabes die zu übertragende Kraft allein aufnehmen kann. Als Knicklänge ist bei genügender Verbindung der Stäbe in ihrem Kreuzungspunkte die halbe Stablänge anzunehmen.

3. Nietverbindungen.

Als Scherspannung sind für die zur Verbindung von Hauptträgerteilen dienenden Niete die unter 1. a. festgesetzten Werte zulässig. Der Lochleibungsdruck darf höchstens den **doppelten** Wert der Scherspannung erreichen. Dasselbe gilt für die Niete in den

*) Hierzu vgl.: Der Eisenbau, 1911; Müller-Breslau, Ueber exzentrisch gedrückte Stäbe und über Knickfestigkeit.

Wind- und Eckverbänden. Jeder Anschlufs eines zur Uebertragung wesentlicher Kräfte dienenden Stabes mufs bei Flacheisen mindestens zwei, bei Winkeleisen mindestens drei Niete enthalten.

Für die zum Anschlusse der Längsträger an die Querträger und der Querträger an die Hauptträger dienenden Niete sind die Spannungen nach 1. b. zu wählen.

4. Art der Berechnung.

Die durch die Steifigkeit der Knotenpunkte und durch den festen Anschlufs der Längsträger an die Querträger und der letzteren an die Hauptträger hervorgerufenen Nebenspannungen brauchen in der Regel nicht in Rechnung gestellt zu werden. Wo dies jedoch für nötig gehalten wird, ist zu prüfen, ob und in welchem Umfange eine Erhöhung der festgesetzten Spannungsgrenzen zulässig erscheint.

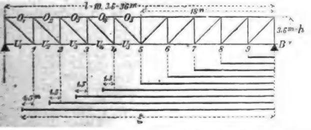
Im übrigen wird die Wahl der Rechnungsverfahren und die Art der Querschnittermittlung freigelassen mit der Mafsgabe, dafs nicht die erforderlichen und wirklich angewendeten Querschnitte und Nietzahlen gegenüberzustellen, sondern nur die in den letzteren auftretenden Spannungen (tunlichst in Tafelform oder durch Einschreiben in eine Trägerzeichnung) anzugeben sind.*)

Bei den Ausrechnungen reicht im allgemeinen ein Genauigkeitsgrad von etwa $^1/_2$ vH aus, der mit dem Rechenschieber zu erreichen ist.

Zahlenbeispiel für die Benutzung der Tafeln.**)

Berechnung der Querkräfte und Gurtspannkräfte für einen Parallelträger von 36 m Stützweite und 3,6 m Feldweite (Abb. 9).

Abb. 9.



a) Querkräfte. Zur Ermittlung des gröfsten Q am Knotenpunkt m mufs der von B nach A vorrückende Eisenbahnzug die Grundstellung überschreiten, sobald $\mathfrak{P}_n > \mathfrak{P}_1 \frac{l}{\lambda}$ wird. Da nun $\mathfrak{P}_1 \frac{l}{\lambda} = 17 . 10 = 170$ t ist, so lehrt ein Blick auf die Tafel 3a, S. 68, dafs $\mathfrak{P}_n$ erst bei einer Zuglänge von 21,0 m gröfser als 170 t wird. Für die Felder 5 bis 9 sind also die Grundstellungen mafsgebend; in den anderen entsteht Q_{max}, wenn die zweite Achse an dem das Feld rechts begrenzenden Knotenpunkt liegt. Im linken Knotenpunkt des Feldes greift dann die Last $17 . \frac{1,5}{3,6} = 7$ t an. Den

*) „Hilfswerte für das Entwerfen und die Berechnung von Brücken mit eisernem Ueberbau" von F. Dircksen, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin.

**) In diesem Beispiel handelt es sich nur um den Einflufs der Verkehrslast.

Digitized by Google

Zug noch weiter vorzuziehen, ist nirgends nötig, weil $\mathfrak{P}_n$ den Wert $(P_1 + P_2)\frac{l}{\lambda} = 34$ erst bei einer Zuglänge von 52,5 m überschreitet. Nach dieser Entscheidung über d Zugstellungen, die in Abb. 9 durch kräftige Linien angedeutet worden sind, wurde d Berechnung der max. Q in der folgenden Tafel durchgeführt. Der Abstand der erste Last vom rechten Auflager ist mit ξ bezeichnet worden.

Feld	ξ m	c_1 m	$b_n = \xi - c_1$ m	$\mathfrak{P}_n$ t	$\mathfrak{S}_n$ mt	$A = \frac{1}{86}(\mathfrak{P}_n b_n + \mathfrak{S}_n)$ t	max. $Q = A - 7$ t
1	33,9	31,5	2,4	248	4134	131	124
2	30,3	30,0	0,3	235	3782	107	100
3	26,7	24,0	2,7	209	2508	85	78
4	23,1	22,5	0,6	192	2220	65	58
5	18,0	18,0	0	141	1509	$A = 42 =$ max. Q	
6	14,4	13,5	0,9	124	951	30 „	
7	10,8	10,5	0,3	98	638	19 „	
8	7,2	6,0	1,2	85	255	10 „	
9	3,6	3,0	0,6	57	86	3,3 „	

b). Gurtspannkräfte. Das gröfste Moment ist nach Tafel 2a, S. 67 max M = 1165 mt. Man erhält $-O_5 = \frac{M_5}{h} = \frac{1165}{3{,}6} = 324$ t und mit Hilfe der Tafel 1a, S. 64

$$\text{für } \frac{x}{l} = 0{,}1: \; -O_1 = +U_2 = 0{,}403 \,.\, 324 = 131 \text{ t}$$
$$0{,}2: \; -O_2 = +U_3 = 0{,}703 \,.\, 324 = 228 \text{ t}$$
$$0{,}3: \; -O_3 = +U_4 = 0{,}899 \,.\, 324 = 291 \text{ t}$$
$$0{,}4: \; -O_4 = +U_5 = 0{,}992 \,.\, 324 = 321 \text{ t}$$

U_1 ist gleich null.

7. Belastungsvorschriften für die Schutzgebietbahnen.*)

Es ist ein Lastenzug aus zwei Lokomotiven nach Abb. 10 mit unbeschränkter Anzahl einseitig angehängter Tender oder Wagen nach Abb. 11 anzunehmen. Bei der Berechnung kleiner Brücken und der Quer- und Schwellenträger sind, soweit sich hierdurch gröfsere Beanspruchungen ergeben als durch die oben vorgeschriebenen Lasten, 1, 2, 3 oder 4 Achsen von 13, 2 × 13, 3 × 12 und 4 × 11 t anzunehmen.

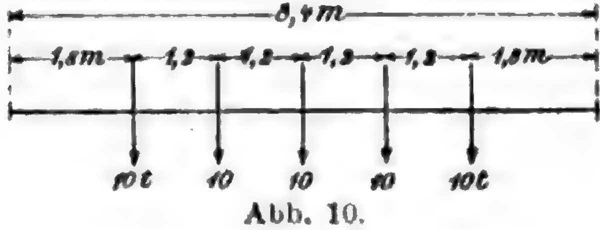


Abb. 10.

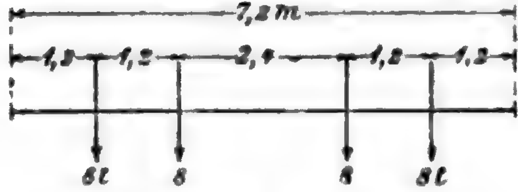


Abb. 11.

Für einfache Balken können die gröfsten Biegungsmomente und Querkräfte aus den nachstehenden Tafeln berechnet werden.

Tafel 1 gibt die Werte M_{max} in mt für ein Gleis an.

Für zwischenliegende Stützweiten ist geradlinig einzuschalten, wozu die Werte $\frac{\Delta M_{max}}{\Delta l}$ benutzt werden. Zur Berechnung der gröfsten Momente M_x an den Stellen x des Balkens dient die Tafel 2 (S. 77).

*) Vorschriften für das Entwerfen der Brücken mit eisernem Ueberbau auf Schutzgebietbahnen; Berlin 1908, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Tafel 1. Gröfste Biegungsmomente, M_{max}, für ein Gleis.

l	M_{max}	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta l}$	l	M_{max}	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta l}$	l	M_{max}	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta l}$
m	mt	t	m	mt	t	m	mt	t
1,0	**3,25**	3,25	**5**	**30,6**	9,66	**20**	**304,1**	29,25
1,2	3,90	3,25	6	40,26	11,24	22	362,6	31,7
1,4	4,55	3,25	7	51,50	12,5	24	426	33,0
1,6	5,20	3,25	8	64,00	12,5	26	492	33,85
1,8	5,85	3,25	9	76,50	12,5	28	559,7	37,0
2,0	**6,50**	5,3	**10**	**89,00**	13,63	**30**	**633,7**	37,3
2,2	7,56	6,1	11	102,63	17,07	32	708,3	39,6
2,4	8,78	6,1	12	117,7	16,5	34	787,5	40,85
2,6	10,00	6,2	13	134,2	18,1	36	869,2	42,3
2,8	11,24	6,8	14	152,3	20,5	38	953,8	45,0
3,0	**12,6**	9,0	**15**	**172,8**	22,8	**40**	**1044**	45,0
3,2	14,4	9,0	16	195,1	24,9	42	1134	48,0
3,5	17,1	9,0	17	220,0	26,6	44	1230	49,0
4,0	21,6	9,0	18	246,6	28,7	46	1328	51,0
4,5	26,1	9,0	19	275,3	28,8	48	1430	53,5
5,0	**30,6**		**20**	**304,1**		**50**	**1537**	

Tafel 2.

$\frac{x}{l}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\Delta \frac{M_x}{M_{max}} : \Delta \frac{x}{l}$	$\frac{x}{l}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\Delta \frac{M_x}{M_{max}} : \Delta \frac{x}{l}$	$\frac{x}{l}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\Delta \frac{M_x}{M_{max}} : \Delta \frac{x}{l}$
0,00	**0,0**	4,45	0,16	0,595	2,80	0,32	0,926	1,10
0,02	0,089	4,25	0,18	0,651	2,60	0,34	0,948	0,95
0,04	0,174	4,00	**0,20**	**0,703**	2,35	0,36	0,967	0,70
0,06	0,254	3,85	0,22	0,750	2,15	0,38	0,981	0,55
0,08	0,331	3,60	0,24	0,793	2,00	**0,40**	**0,992**	0,30
0,10	**0,403**	3,40	0,26	0,833	1,75	0,42	0,998	0,10
0,12	0,471	3,20	0,28	0,868	1,55	0,44	1,0	
0,14	0,535	3,00	**0,30**	**0,899**	1,35	0,46	1,0	
0,16	0,595		0,32	0,926		0,48	1,0	
						0,50	**1,0**	

Für nicht angegebene Werte $\frac{x}{l}$ wird mit Hilfe der Gröfse $\frac{M_x}{M_{max}} : \Delta \frac{x}{l}$ geradlinig eingeschaltet.

Digitized by Google

Unter der Annahme unmittelbarer Belastung erhält man die größ[te] Querkraft Q_m (Abb. 7, S. 69), wenn der Lastenzug bis zum Punkte [...] vorgerückt ist. Es wird mit den in Abb. 7, S. 69 eingetragenen B[e]zeichnungen:

$$A = Q_m = \frac{1}{l}(b_n \Sigma P + \Sigma Pc).$$

In der Tafel 3 sind die Werte ΣP und ΣPc für die Belastung[s]längen b_1 zusammengestellt worden. Die Länge c_1 stimmt im al[l]gemeinen mit der ersten in der Spalte „Belastungslänge" stehende[n] Zahl überein. Bei den drei Werten von b_1, wo dies nicht der Fa[ll] ist, sind die zugehörigen c_1 in Klammern gesetzt.

Tafel 3.

Belastungslänge b_1 m	ΣP t	ΣPc mt	Belastungslänge b_1 m	ΣP t	ΣPc mt
0,0 bis 1,2	13	0,0	24,6 bis 27	148	2001,6
1,2 „ 2,76	26	15,6	27 „ 28,2	156	2356,8
2,76 (2,4) „ 4,5	36	43,2	28,2 „ 30,6	164	2544,0
4,5 (3,6) „ 6,8	44	79,2	30,6 „ 31,8	172	2937,6
6,8 (4,8) „ 8,4	50	120	31,8 „ 34,2	180	3144,0
8,4 „ 9,6	60	300	34,2 „ 35,4	188	3576
9,6 „ 10,8	70	372	35,4 „ 37,8	196	3802
10,8 „ 12,0	80	456	37,8 „ 39	204	4272
12,0 „ 13,2	90	552	39 „ 41,4	212	4517
13,2 „ 16,2	100	660	41,4 „ 42,6	220	5026
16,2 „ 17,4	108	960	42,6 „ 45	228	5290
17,4 „ 19,8	116	1089,6	45 „ 46,2	236	5837
19,8 „ 21,0	124	1368,0	46,2 „ 48,6	244	6120
21,0 „ 23,4	132	1516,8	48,6 „ 49,8	252	6706
23,4 „ 24,6	140	1833,6	49,8 „ 52,2	260	7008

Als **Temperaturgrenzen** sind in den Tropenkolonien + 10° un[d] + 70° C, in Deutsch-Südwestafrika — 10° und + 60° C anz[u]nehmen.

Wegen der **zulässigen Beanspruchungen** s. S. 73. Für Gußeise[n] und Flußstahlguß sind zulässig:

Gußeisen . . .	700 kg/qcm Druck,	250 kg/qcm Zug.
Flußstahlguß . .	1500 „ „ ,	1200 „ „ .

Anmerkung: Ueber Belastungsvorschriften der österreichischen Staatsbahnen sieh[e] Verordnung des österr. Eisenbahn-Ministeriums vom 28. August 1904.

8. Belastungsvorschriften des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen.

Nach den in der Hauptversammlung des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen unter § 16a der technischen Vereinbarungen auf-

Abb. 12.

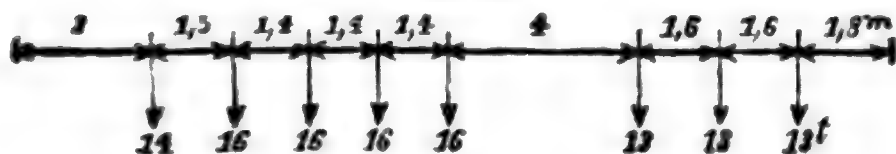
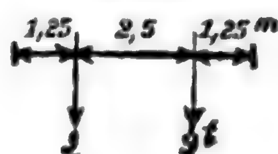
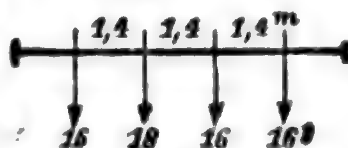


Abb. 13.



genommenen bindenden Bestimmungen mufs die Tragfähigkeit neu zu bauender und umzubauender Brücken mindestens einem Belastungszuge aus zwei Maschinen und beliebig vielen einseitig angehängten Wagen nach Abb. 12 u. 13 entsprechen.

Abb. 14.



Für kleinere Brücken sowie für die Berechnung der Quer- und Schwellenträger ist der Lastenzug Abb. 14 anzuwenden, wobei stets die an der ungünstigsten Stelle stehende Achslast (hier die zweite) auf 18 t zu erhöhen ist.

Die Vereinsverwaltungen sind durch vorstehende Bestimmung gezwungen, falls ihr Lastenzug geringere Beanspruchungen hervorruft als der oben angeführte, entweder den Lastenzug des Vereins zu übernehmen oder einen anderen aufzustellen, der in seiner Wirkungsweise dem vorstehenden mindestens gleichkommt.

II. Statisch bestimmte ebene Tragwerke.

A. Der einfache Balken.

I. Querkräfte und Biegungsmomente.

a. Unmittelbare gleichförmige Belastung.

Bedeutet (Abb. 15 bis 17):

A und B den Widerstand der linken und rechten Stütze,

l die Stützweite,

x und x' den Abstand eines Querschnitts C von A und B,

x'' den Abstand des Querschnitts C von Trägermitte,

g die bleibende, p die bewegliche und $g + p = q$ die gesamte gleichförmige Belastung für die Längeneinheit,

Abb. 15.

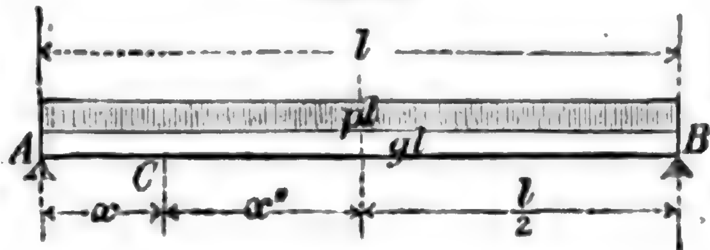
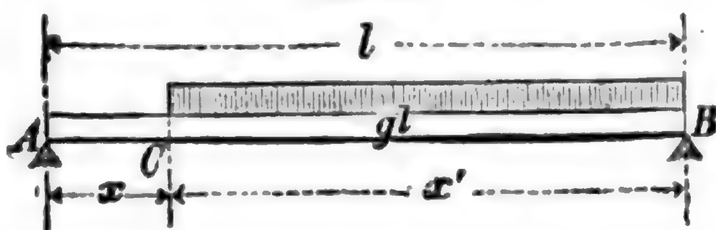


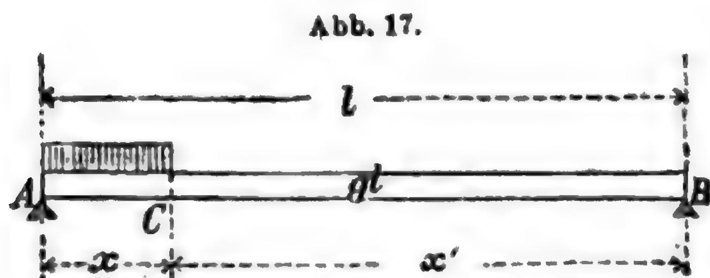
Abb. 16.



so werden die Stützendrücke:

$$A_{max} = B_{max} = \frac{q\,l}{2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

Abb. 17.



die größten Biegungsmomente für den Querschnitt C:

$$\left.\begin{aligned} M_{max} &= \frac{q\,x\,x'}{2} \\ \text{und} \quad M_{min} &= \frac{g\,x\,x'}{2} \end{aligned}\right\} \quad (2)$$

und die Querkräfte für den Querschnitt C:

$$Q_{max} = g\,x'' + \frac{p\,x'^2}{2\,l} \quad \text{und} \quad Q_{min} = g\,x'' - \frac{p\,x^2}{2\,l} \quad . \quad (3)$$

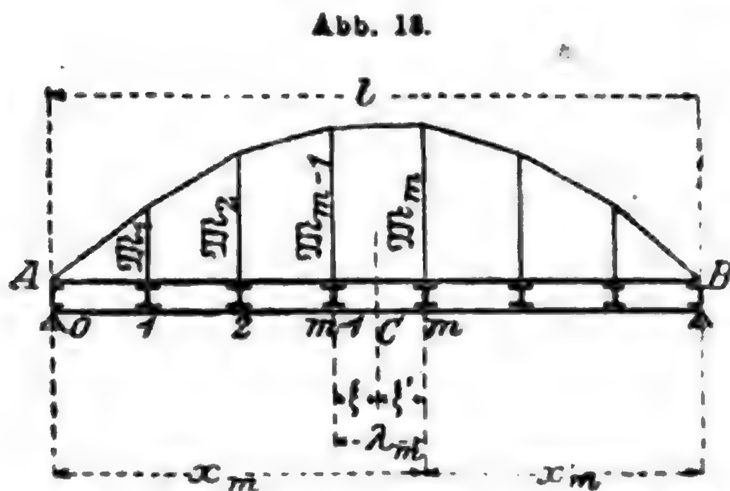
M_{max} entsteht bei voller Belastung (Abb. 15), Q_{max} bei der Laststellung nach Abb. 16 und Q_{min} bei derjenigen nach Abb. 17.

b. Mittelbare gleichförmige Belastung.

Bei eisernen Brücken wirkt die Belastung in der Regel zunächst auf die Längsträger und wird dann durch Querträger auf die Hauptträger übertragen (Abb. 18). Die Stützendrücke sind wie vorhin:

$$A_{max} = B_{max} = \frac{q\,l}{2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4)$$

Abb. 18.



Die größten **Biegungsmomente** für den m^{ten} Knotenpunkt:

$$\left.\begin{aligned} \max M_m &= \frac{q\,x_m\,x'_m}{2} \\ \text{und} \quad \min M_m &= \frac{g\,x_m\,x'_m}{2} \end{aligned}\right\} \quad (5)$$

Für einen Querschnitt C im m^{ten} Felde ist, wenn

$$\xi + \xi' = \lambda_m:$$

$$M = \frac{\xi}{\lambda_m} M_m + \frac{\xi'}{\lambda_m} M_{m-1}.$$

Hiernach ist die **Momentenlinie** zwischen zwei aufeinanderfolgenden Knotenpunkten eine Gerade (Abb. 18).

Die Querkräfte im m^{ten} Felde werden mit der Bezeichnung x''_m für den Abstand der Feldmitte von der Trägermitte:

$$\left.\begin{aligned} \max Q_m &= g\,x''_m + \frac{p}{2\,(l - \lambda_m)}\,x'^2_m \\ \text{und} \quad \min Q_m &= g\,x''_m - \frac{p}{2\,(l - \lambda_m)}\,x^2_{m-1} \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad (6)$$

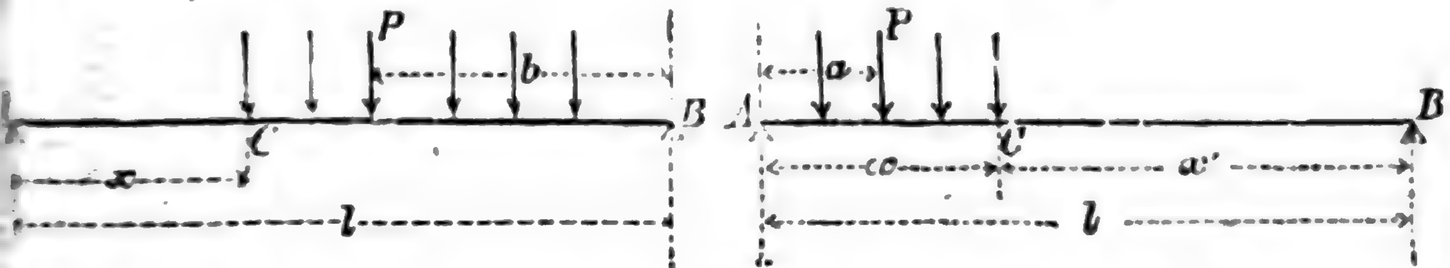
c. Unmittelbare Belastung durch bewegliche Einzellasten.

An der Stelle C des Balkens entstehen die Querkräfte Q_{max}, wenn die Lasten nur rechts vom Schnitt (Abb. 19), Q_{min}, wenn sie nur links davon stehen (Abb. 20).

$$\max Q_x = A_x = \frac{\Sigma Pb}{l} = \frac{\mathfrak{S}_n + \mathfrak{P}_n b_n}{l} \quad . \; . \; . \quad (7)$$

Bei festen Lastenzügen können die Werte leicht gerechnet werden, wenn die Achsenzahl n, $\mathfrak{P}_n = \sum_1^n P$, der Abstand c_m der Last P_m von der letzten Last P_n und $\mathfrak{S}_n = \sum_1^n Pc$ übersichtlich zusammengestellt

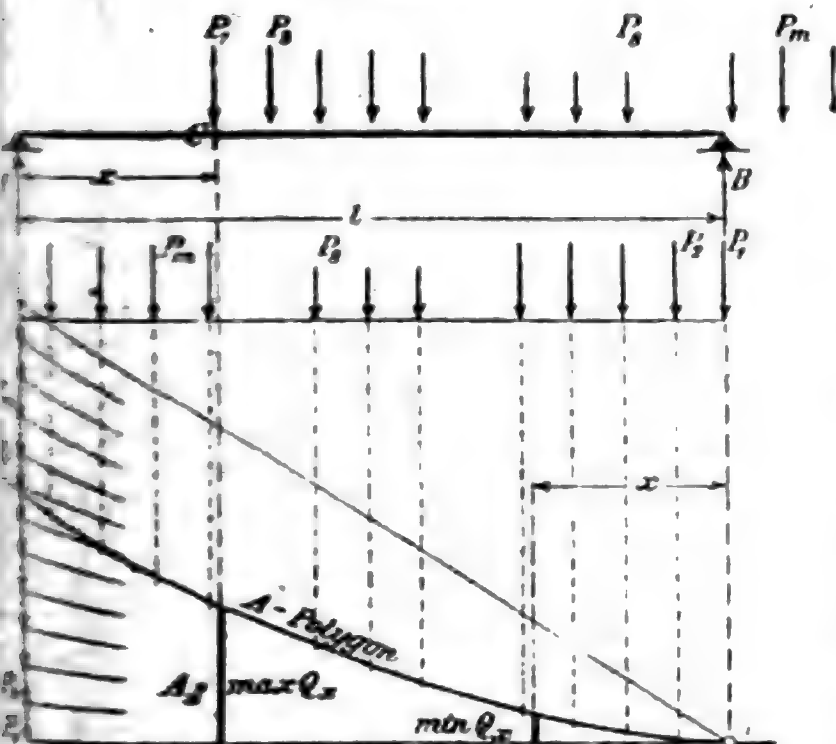
Abb. 19. Abb. 20.

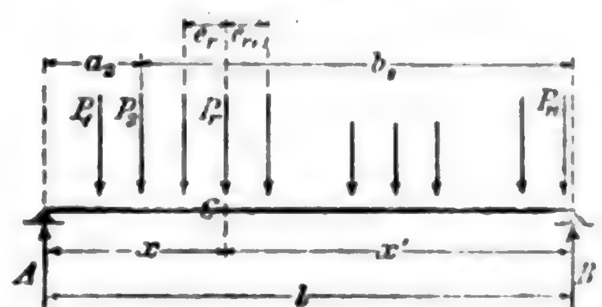


werden: b_n ist der Abstand der n^{ten} Last vom Auflager B. Für den preufsischen Lastenzug sind diese Zahlen in den Tafeln auf S. 68/69 u. 70/71 enthalten. Entsprechend ist:

$$\min Q_x = - B_x = - \frac{\Sigma Pa}{l} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (8)$$

Abb. 21. Abb. 22.





Wird $x = 0$, erhält man den gröfsten Stützendruck A_{max}.

Zur zeichnerischen Bestimmung der gröfsten Querkräfte dient das A-Polygon (Abb. 21). Man schiebt den Zug von A bis B vor, trägt unter A den Kräftezug P_1, P_2 ... P_m ... von unten nach oben auf und zeichnet dazu das A-Polygon als Seillinie mit der Polweite l. Unter C wird $A_x = \max Q_x$ im Kräftemafsstab abgelesen. Trägt man x von B

aus ab, läfst sich auch min Q_x in demselben Polygon abmessen. Sein Wert ist negativ.

Die gröfsten Momente entstehen bei Vollbelastung des Balkens (Abb. 22, S. 81). Das Biegungsmoment an der Stelle C ist:

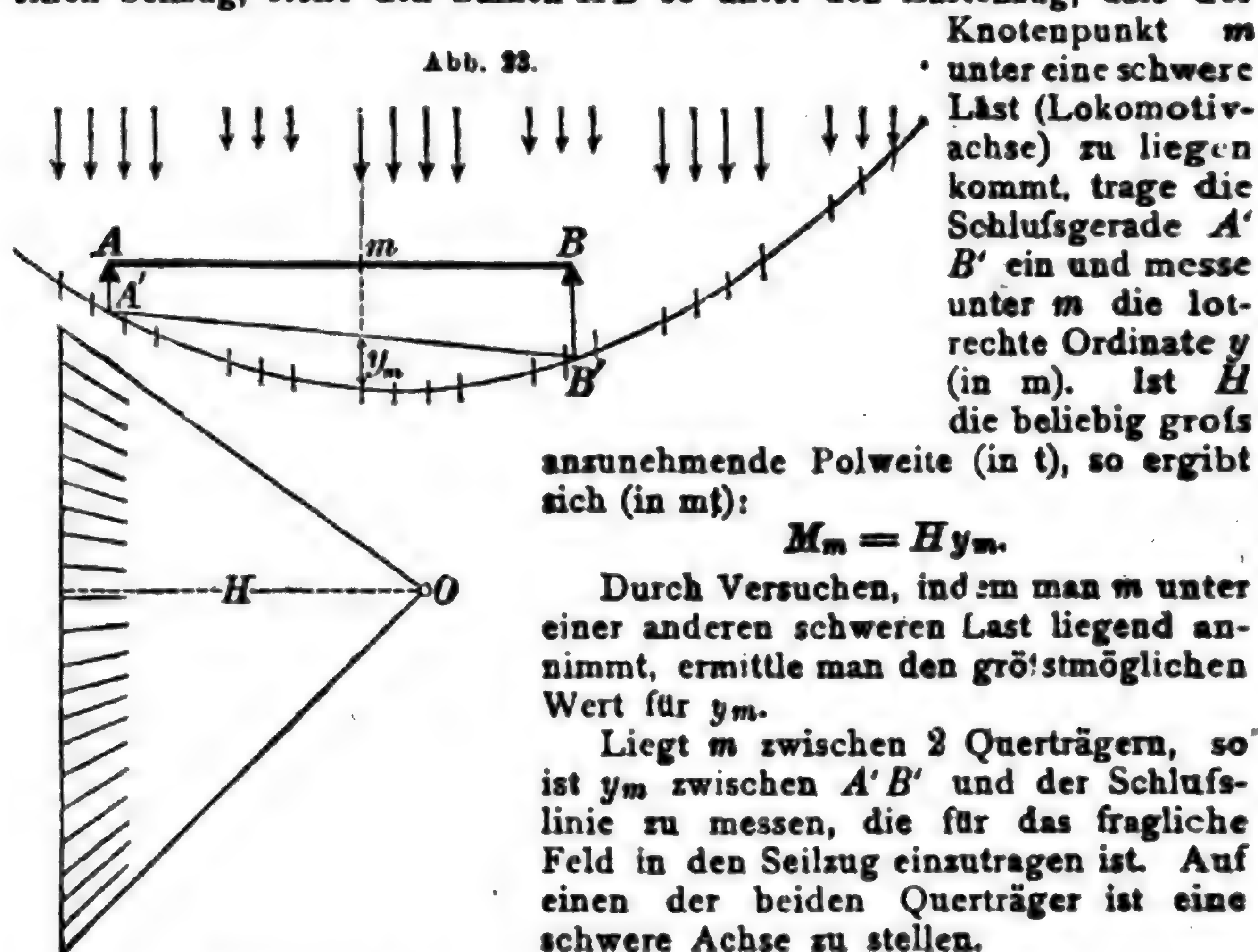
$$M_x = Ax - \sum_1^r P(x-a) = Ax - \mathfrak{S}_r, \quad \ldots \quad (9)$$

worin A und $\mathfrak{S}_r$ sich aus den Tafeln auf S. 68/69 u. 70/71 entnehmen lassen. Ueber C mufs eine möglichst schwere Last (Lokomotivachse) stehen, damit max M_x erzeugt wird; das entscheidende Merkmal für die ungünstigste Laststellung ist bei einer kleinen Verschiebung

nach links $\frac{\mathfrak{P}_n}{\mathfrak{P}_r} < \frac{l}{x}$, nach rechts $\frac{\mathfrak{P}_n}{\mathfrak{P}_{r-1}} > \frac{l}{x}$.

Die zeichnerische Ermittlung von max M_m für einen vorgeschriebenen Lastenzug ergibt sich aus Abb. 23. Man verbinde die Lasten durch einen Seilzug, stelle den Balken AB so unter den Lastenzug, dafs der Knotenpunkt m unter eine schwere Last (Lokomotivachse) zu liegen kommt, trage die Schlufsgerade $A'B'$ ein und messe unter m die lotrechte Ordinate y (in m). Ist H die beliebig grofs anzunehmende Polweite (in t), so ergibt sich (in mt):

Abb. 23.



$$M_m = H y_m.$$

Durch Versuchen, indem man m unter einer anderen schweren Last liegend annimmt, ermittle man den gröfstmöglichen Wert für y_m.

Liegt m zwischen 2 Querträgern, so ist y_m zwischen $A'B'$ und der Schlufslinie zu messen, die für das fragliche Feld in den Seilzug einzutragen ist. Auf einen der beiden Querträger ist eine schwere Achse zu stellen.

d. Mittelbare Belastung durch bewegliche Einzellasten.

Die **Biegungsmomente** für die Knotenpunkte werden genau so berechnet, als wären die Zwischenträger nicht vorhanden.

Für einen Querschnitt C im m^{ten} Felde wird (wie unter b, Abb. 18, S. 80):

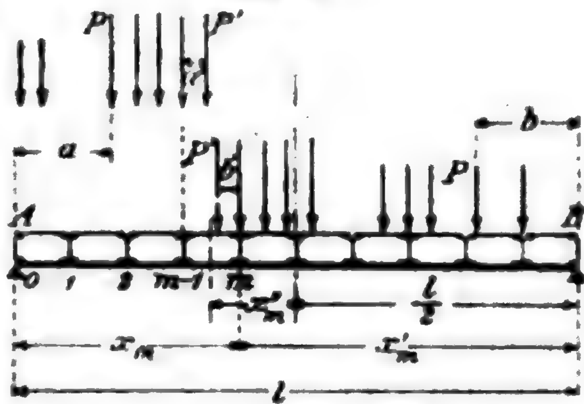
$$M = \frac{\xi}{\lambda_m} M_m + \frac{\xi'}{\lambda_m} M_{m-1}.$$

Setzt man hier für M_m und M_{m-1} die Höchstwerte ein, so erhält man $\max M$. (Allerdings entstehen die Momente $\max M_m$ und $\max M_{m-1}$ im allgemeinen bei verschiedenen Laststellungen, so dafs sich also M etwas zu grofs ergibt.)

Die **Querkräfte** werden für das m^{te} Feld von der Weite λ_m:

$$\left.\begin{aligned} \max Q_m &= \frac{\Sigma Pb}{l} - \frac{\Sigma P'b'}{\lambda_m} \\ &\text{und} \\ \min Q_m &= -\frac{\Sigma Pa}{l} + \frac{\Sigma P'a'}{\lambda_m} \end{aligned}\right\} \quad (10)$$

Abb. 24.



sie entstehen bei den Laststellungen der Abb. 24.

Der Lastenzug mufs von B und A aus bis in das m^{te} Feld vorrücken. Die Ausdrücke ΣPb und ΣPa beziehen sich auf sämtliche Lasten, die Ausdrücke $\Sigma P'b'$ und $\Sigma P'a'$ nur auf die im m^{ten} Felde gelegenen. b' und a' sind die Abstände der Lasten P' von den Knotenpunkten m und $m-1$.

In der Regel genügt es, bei Berechnung von $\max Q_m$ die beiden Fälle zu untersuchen: 1) die erste Last steht über m, und 2) die zweite Last steht über m. Stellt man die erste Last P_1 über m und findet

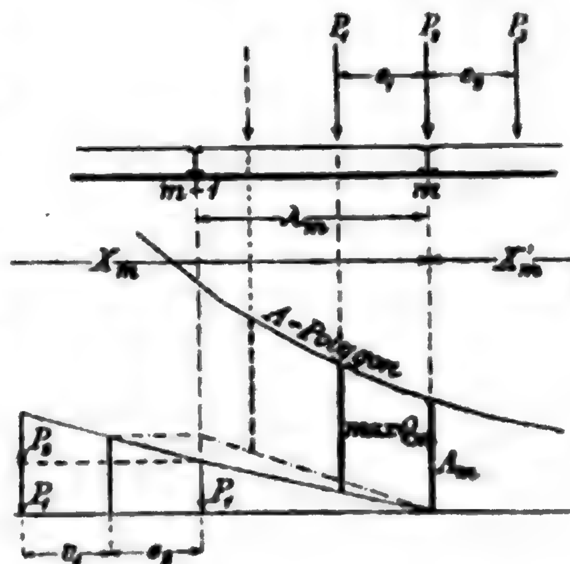
$$\Sigma P : P_1 < l : \lambda_m,$$

so ist diese Stellung die gefährlichste; im Gegenfalle mufs die zweite Last über m stehen und untersucht werden, ob

$$\Sigma P : (P_1 + P_2) < l : \lambda_m.$$

Ebenso ist bei Berechnung von $\min Q_m$ zu verfahren.

Abb. 25.



Wenn der Lastenzug von rechts her vorgeschoben wird, so ist die Notwendigkeit des Ueberschreitens des Querträgers m für den Parallelträger bei A am gröfsten, für den Parabelträger hingegen in der Nähe von B.

Benutzt man das A-Polygon, wird $\max Q_m$ nach Abb. 25 gemessen, falls dieser Wert gröfser ist als A_m. Bei grofsen Feldweiten kann es vorkommen, dafs die dritte Last über m stehen mufs; unter $(m-1)$ ist sodann an Stelle von P_1 der (links davon ermittelte) Wert $P_1 + P_2 \dfrac{e_2}{e_1 + e_2}$ aufzutragen und die zugehörige Ordinate unter P_1 abzulesen.

Für den preufsischen Lastenzug rechne man die Grenzwerte der Momente und Querkräfte nach den Tafeln auf S. 66 bis 72.

2. Stabkräfte im einfachen Fachwerkbalken.

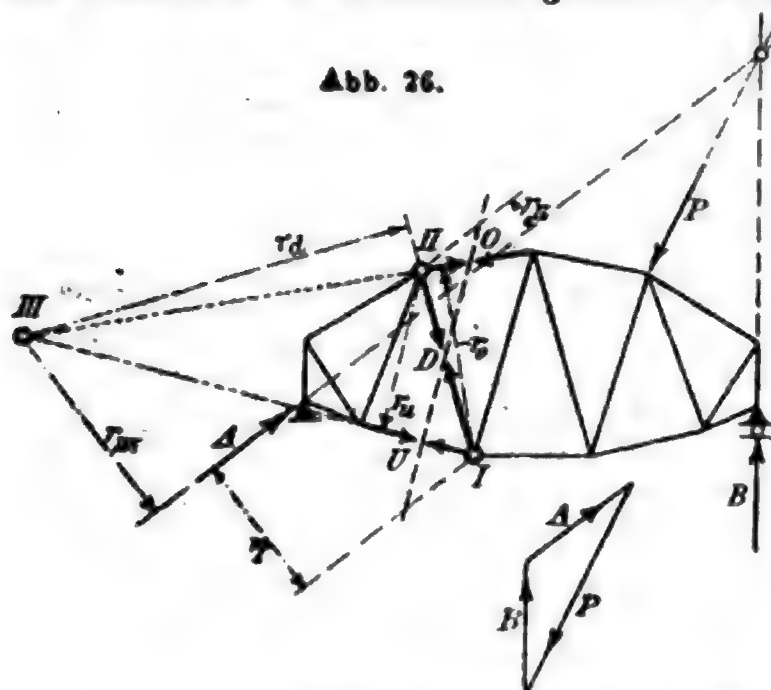
a. Schnittverfahren nach A. Ritter.*)

Diese zeichnerisch-rechnerische Art, die Stabspannkräfte zu bestimmen, ist begründet durch den Satz:

Im Gleichgewichtzustand muſs für einen durch einen Schnitt abgetrennten Teil die algebraische Summe der Momente der äuſseren (angreifenden) und der inneren (widerstehenden) Kräfte in bezug auf einen beliebigen Drehpunkt (Pol) gleich Null sein.

Auf einen Fachwerkträger (Abb. 26), der durch Aneinanderfügen von Dreiecken so entstanden gedacht werden kann, daſs jedes Dreieck mit dem vorhergehenden und nachfolgenden je eine Seite gemeinsam hat, wirkt eine Last P. In den Knotenpunkten werden reibungslose Gelenke vorausgesetzt. Die in Wirklichkeit ausgeführte feste Vernietung der Knotenpunkte erzeugt Nebenspannungen, die indes bei den üblichen Trägerformen nicht besonders untersucht, sondern bei der Dimensionierung durch entsprechend niedrige Spannungszahlen berücksichtigt werden.

Abb. 26.



Die Auflagerwiderstände werden durch Zerlegung von P nach A und B gefunden (Abb. 26). Zur Berechnung der Stabkräfte O, U, D führt man den sog. **Ritterschen Schnitt,** der nur 3 nicht durch einen Punkt gehende Stäbe trifft. Die Spannkräfte der durchschnittenen Stäbe werden vorläufig als Zugkräfte angenommen. Dann liefert die Gleichgewichtsbedingung für die am linken Trägerstück wirkenden Kräfte in bezug auf den Schnittpunkt I von U und D als Drehpunkt:

$$\Sigma M_I = A r_I + O r_o = 0 \quad \text{und} \quad O = -\frac{A \cdot r_I}{r_o};$$

das negative Vorzeichen besagt: in O herrscht Druck.

Ferner ergibt sich aus der Momentengleichung für Drehpunkt II (Schnittpunkt von O und D):

$$\Sigma M_{II} = A r_{II} + U r_u = 0 \quad \text{und} \quad U = -\frac{A r_{II}}{r_u} \text{ (Druck)}$$

und für Drehpunkt III (Schnittpunkt von O und U):

$$\Sigma M_{III} = A r_{III} - D r_d = 0 \quad \text{und} \quad D = \frac{A r_{III}}{r_d} \text{ (Zug).}$$

Sind die Gurtstäbe O und U parallel, dann projiziere man alle Kräfte auf eine zur Richtung der parallelen Kräfte Senkrechte Y und

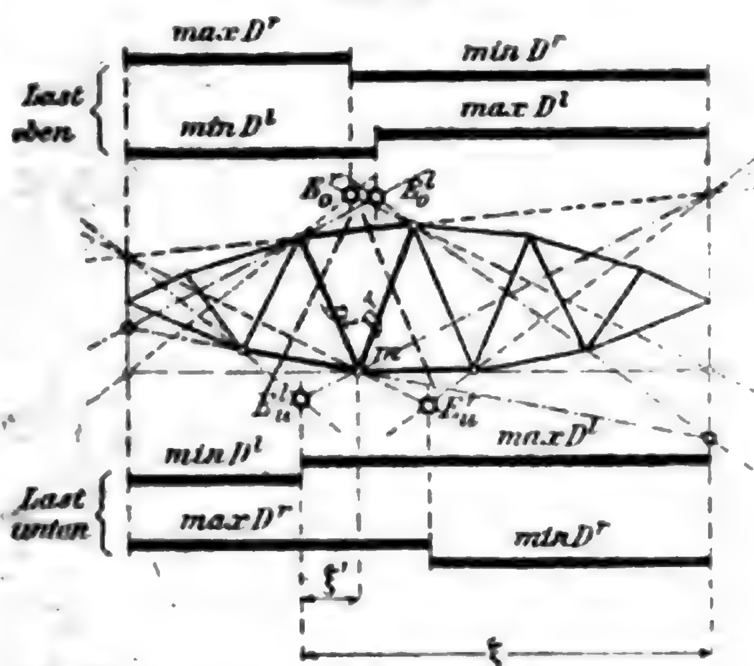
*) A. Ritter, Eiserne Dach- und Brückenkonstruktionen. Leipzig. A. Kröner.

schreibe die Gleichung $\Sigma Y = 0$ an, in der nur D als Unbekannte vorkommt.

Dieses Verfahren ist bei beliebig gerichteten Kräften zur Berechnung aller statisch bestimmten Fachwerkträger anwendbar und gestattet, den Einfluſs jeder Belastung durch ein einzelnes Glied von leicht erkennbarem Vorzeichen darzustellen; man ersieht sofort, welche der Lasten die fragliche Spannkraft in positivem oder in negativem Sinne beeinfluſst.

In der Regel hat man es nur mit lotrecht wirkenden beweglichen Lasten zu tun. Dann entsteht stets Druck in den Stäben des Obergurts und Zug in denen des Untergurts, und zwar min O und max U bei Vollbelastung des Trägers. Die Grenzwerte der Füllungsglieder treten dagegen bei einseitiger Belastung bis zur Lastscheide E auf (Abb. 27). Das **Auffinden der Lastscheiden** für linkssteigende Diagonalen D^l und rechtssteigende D^r bei oben oder unten liegender Fahrbahn zeigt Abb. 27; gleiches gilt für die Pfosten, die als lotrecht aufgerichtete Diagonalen angesehen werden können. Liegt jedoch der Schnittpunkt III von O und U innerhalb der Stützweite des Balkens, dann tritt auch für den durchschnittenen Füllungsstab die gröſste Spannkraft bei Vollbelastung ein, und der Stab wird entweder nur gezogen oder nur gedrückt.

Abb. 27.



Bei Eisenbahnzügen wird [z. B. für max D^l bei unten angreifender Last (Abb. 27)] in den meisten Fällen die Grundstellung ausreichen, d. h. das Vorschieben der ersten Last P_1 von rechts her bis über den Knotenpunkt m. Findet man aber, daſs

$$\Sigma P : P_1 > \xi : \xi',$$

dann muſs der Zug um eine Achse vorrücken, Last P_2 also über m stehen. Wenn sich für diese Stellung

$$\Sigma P : (P_1 + P_2) > \xi : \xi'$$

ergibt, so ist die dritte Last über m zu stellen. Dasselbe gilt für lotrechte Stäbe.

b. Allgemeine Formeln.

1. Fachwerk mit Lotrechten; Ständerfachwerk.

Die Knotenpunkte des Fachwerks werden von links her gezählt (Abb. 28). Die äuſseren Kräfte seien irgendwie gerichtet. Es bedeuten:

h_m die Länge der m^{ten} Lotrechten,

λ_m die Feldweite,

β_m, γ_m, φ_m die Neigungswinkel von O_m, U_m, D_m; β_m ist hier nach oben, γ_m und φ_m nach unten positiv gezählt,

M_m^o und M_m^u das Angriffsmoment für den oberen und unteren Knotenpunkt m (falls nur lotrechte Lasten am Fachwerk angreifen, ist $M_m^o = M_m^u$).

Dann sind die Stabkräfte bei Fahrbahn oben oder unten

$$\left.\begin{aligned} O_m &= -\frac{M_m^u}{h_m}\frac{1}{\cos\beta_m}, \qquad U_m = +\frac{M_{m-1}^o}{h_{m-1}}\frac{1}{\cos\gamma_m}, \\ D_m &= \frac{1}{\cos\varphi_m}\left(\frac{M_m^o}{h_m} - \frac{M_{m-1}^o}{h_{m-1}}\right) = \frac{1}{\cos\varphi_m}\left(\frac{M_m^u}{h_m} - \frac{M_{m-1}^u}{h_{m-1}}\right); \end{aligned}\right\} \quad (11)$$

Abb. 28.

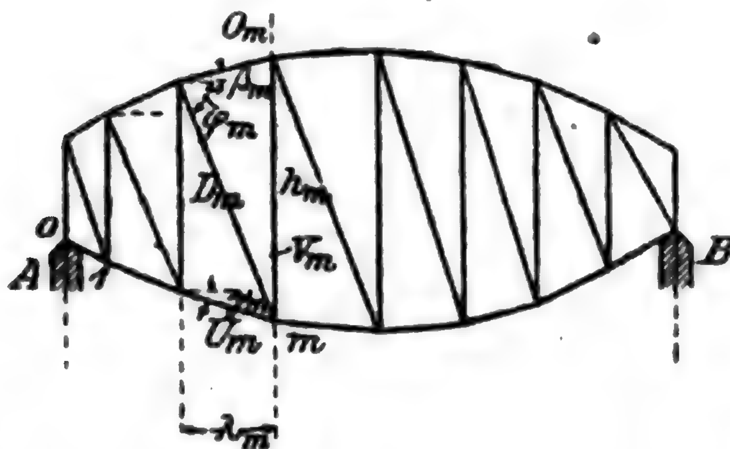


Abb. 29.

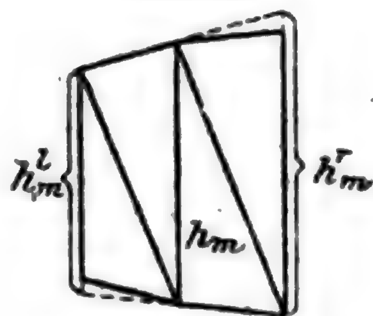
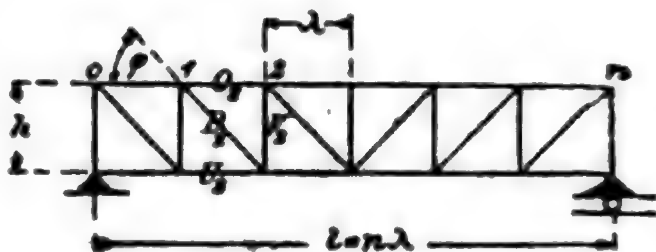


Abb. 30.



ferner, falls die Lasten nur in den Knotenpunkten der oberen Gurtung angreifen,

$$V_m = \frac{M_{m-1}^o}{\lambda_m} - \frac{M_m^o h_m^l}{\lambda_m h_m} \quad (12)$$

und, falls die Lasten nur in den Knotenpunkten der unteren Gurtung angreifen,

$$V_m = -\frac{M_{m+1}^u}{\lambda_{m+1}} + \frac{M_m^u h_m^r}{\lambda_{m+1} h_m} \quad \ldots\ldots \quad (13)$$

Die Bedeutung von h_m^l und h_m^r ist aus Abb. 29 ersichtlich.

Für den Parallelträger (Abb. 30) wird bei lotrechten Lasten und gleichen Feldweiten λ:

$$\left.\begin{aligned} O_m &= -\frac{M_m}{h}, \quad U_m = \frac{M_{m-1}}{h} = -O_{m-1}, \quad D_m = \frac{Q_m}{\sin\varphi}, \\ V_m &= \begin{cases} -Q_{m+1} & \text{bei Fahrbahn unten} \\ -Q_m & \text{bei Fahrbahn oben} \end{cases} \end{aligned}\right\} \quad (14)$$

2. Fachwerk ohne Lotrechte; Strebenfachwerk.

Bedeuten (Abb. 31):

m und k die Ordnungsziffern eines Knotenpunktes der unteren und oberen Gurtung,

m' und k' die Schnittpunkte der Lotrechten durch m und k mit den gegenüberliegenden Gurtstäben (Abb. 32),

M_m, M'_m, M_k, M'_k die Angriffsmomente für die Punkte m, m', k, k',

O_m und U_k die Spannkräfte in dem Gurtstabe, der m oder k gegenüberliegt,

D_m die Spannkraft in einer links ansteigenden, die Knotenpunkte m und $m-1$ verbindenden Strebe,

D_{m+1} die Spannkraft in einer rechts ansteigenden, die Knotenpunkte m und $m+1$ verbindenden Strebe,

β_m, γ_k, φ_m, φ_{m+1} die Neigungswinkel von O_m, U_k, D_m, D_{m+1} gegen die Wagerechte,

$h_m = mm'$ und $h_k = kk'$ die Höhen des Fachwerks an den Stellen m und k,

Abb. 31.

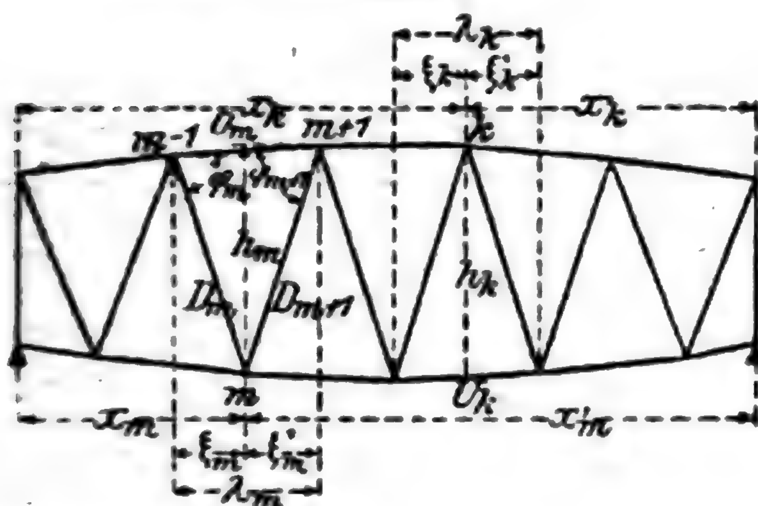
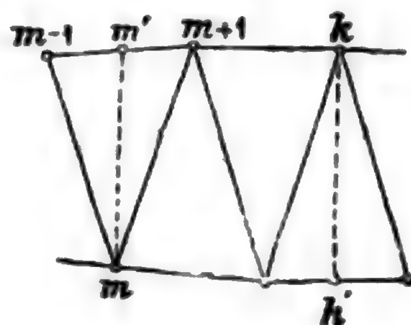


Abb. 32.



so ergibt sich:

$$\left.\begin{aligned}
O_m &= -\frac{M_m}{h_m}\frac{1}{\cos\beta_m}, \qquad U_k = +\frac{M_k}{h_k}\frac{1}{\cos\gamma_k},\\
D_m &= \left(\frac{M_m}{h_m} - \frac{M'_{m-1}}{h_{m-1}}\right)\frac{1}{\cos\varphi_m}\\
&= \left(\frac{M'_m}{h_m} - \frac{M_{m-1}}{h_{m-1}}\right)\frac{1}{\cos\varphi_m},\\
D_{m+1} &= \left(\frac{M_m}{h_m} - \frac{M'_{m+1}}{h_{m+1}}\right)\frac{1}{\cos\varphi_{m+1}}\\
&= \left(\frac{M'_m}{h_m} - \frac{M_{m+1}}{h_{m+1}}\right)\frac{1}{\cos\varphi_{m+1}},
\end{aligned}\right\} \quad . \; . \quad (15)$$

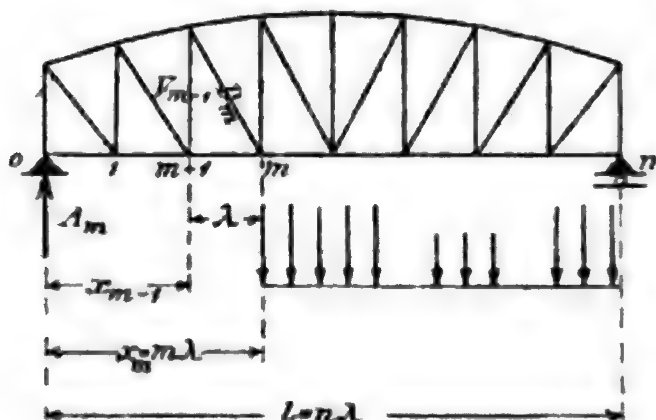
Wenn alle äufseren Kräfte lotrecht sind, ist:

$$M_m = M'_m \quad \text{und} \quad M_k = M'_k.$$

Man beachte bei beweglicher Belastung: die Momente zur Berechnung der gröfsten Gurtkräfte sind die Maximalmomente für die betreffenden Knotenpunkte infolge Vollbelastung; die zur Ermittlung der gröfsten Spannkräfte in den Füllungsgliedern dienenden entstehen bei der für den Stab ungünstigsten einseitigen Laststellung (Abb. 27).

Für **Eisenbahnbrücken** dienen die Tafeln auf S. 66 bis 72 und 77 u. 78 zu schneller und übersichtlicher Rechnung. Aus den Maximalmomenten ergeben sich die gröfsten Gurtkräfte. Die Füllungsstäbe werden wie folgt berechnet.

Abb. 33.



A_m sei der linke Stützendruck, sobald der Eisenbahnzug von B aus bis zum Knotenpunkt m vorrückt (Abb. 33), eine Laststellung, bei welcher max D_m und min V_{m-1} entstehen. Es wird:

$$M_m = A_m x_m,$$

$$M_{m-1} = A_m x_{m-1},$$

$$\max D_m \cos \varphi_m = A_m \left(\frac{x_m}{h_m} - \frac{x_{m-1}}{h_{m-1}}\right);$$

bei unveränderlicher Feldweite λ (mit Rücksicht auf Gl. (7):

$$\max D_m \cos \varphi_m = \frac{\mathfrak{S}_n + \mathfrak{P}_n b_n}{n} \left(\frac{m}{h_m} - \frac{m-1}{h_{m-1}}\right), \quad \ldots \quad (16)$$

worin n, m und $m-1$ die Felderzahl des Balkens, der Strecken x_m und x_{m-1} bedeuten.

Ferner ist:

$$\min V_{m-1} = A_m \left((m-1) \frac{h^r_{m-1}}{h_{m-1}} - m\right). \quad \ldots \quad (17)$$

Im Falle obenliegender Fahrbahn wäre:

$$\min V_{m-1} = A_m \left((m-2) - (m-1) \frac{h^l_{m-1}}{h_{m-1}}\right) \quad . \quad (18)$$

Ruht die zweite Last P_2 über dem Knoten m, die erste Last P_1 also im Felde, dann entsteht A^1_m und:

$$\max D_m \cos \varphi_m = A^1_m \lambda \left(\frac{m}{h_m} - \frac{m-1}{h_{m-1}}\right) - \frac{P_1 e_1}{h_m}, \quad . \quad (19)$$

worin e_1 den Abstand zwischen P_1 und P_2 bezeichnet. Aehnliche Formeln sind für die übrigen Fälle leicht herzuleiten.

Die Berechnung der **Kranträger***) läßt sich wie folgt vereinfachen. $P_1 > P_2$ (Abb. 34). Die allgemein gültigen Laststellungen der Katze zur Ermittlung der gröfsten Stabkräfte liefern nach

Abb. 34a, I:
min O_m, max U_{m+1} } der linken Trägerhälfte, max D_m, min V_m } des ganzen Trägers,

Abb. 34a, II:
min D_{m+1}, max V_{m+1} } des ganzen Trägers,

Abb. 34b, I:
min O_{k+1}, max U_k } der linken Trägerhälfte, min D_k, max V_{k-1} } des ganzen Trägers,

*) Müller-Breslau, Z. d. V. d. I. 1910, Bd. 54.

Abb. 34b, II: $\left.\begin{array}{l}\max D_{k+1} \\ \min V_k\end{array}\right\}$ des ganzen Trägers.

Dabei ist vorausgesetzt, dafs die Last an der oberen wagerechten Gurtung angreift.

Im **Belastungsfall** Abb. 34a, I entsteht eine Auflagerreaktion

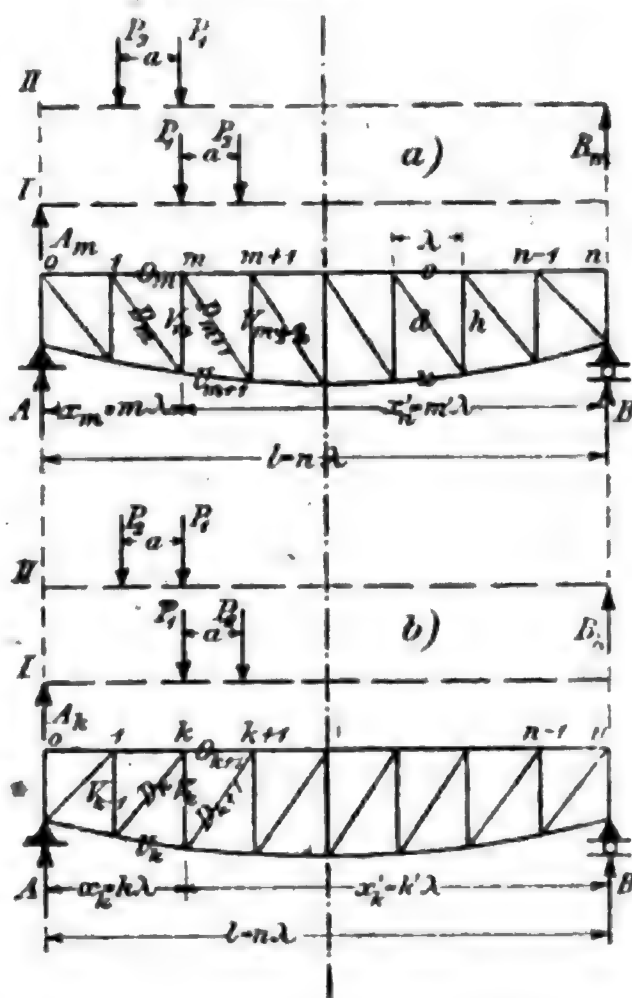
$$A_m = \frac{1}{l}\left[P_1 x'_m + P_2 (x' - a)\right]$$

$$= (P_1 + P_2)\frac{m'}{n} - P_2 \frac{a}{l};$$

im **Falle** der Abb. 34a, II

$$B_m = (P_1 + P_2)\frac{m}{n} - P_2 \frac{a}{l}.$$

Abb. 34.



Man zerlegt die Stützendrücke **nach den** entsprechenden gröfsten **Stabkräften** (Culmannsche Zerlegung) **oder** zeichnet je einen Cremonaschen Kräfteplan für $A = 1$ und $B = 1$ (S. 93) und multipliziert seine Werte mit A_m bzw. B_m. **Analytisch** wird mit den Bezeichnungen:

$$\frac{x_m}{h_m} = \eta_m, \qquad \frac{x'_m}{h_m} = \eta'_m$$

und

$$\frac{s}{\lambda} = s',$$

nach Abb. 34a, I

$$\left.\begin{array}{r}\min O_m = - A_m \eta_m \\ \max U_{m+1} = + A_m \eta_m u'_{m+1} \\ \max D_m = + A_m (\eta_m - \eta_{m-1}) d'_m \\ \min V_m = - A_m (\eta_{m+1} - \eta_m) h'_{m+1}\end{array}\right\} \quad . \quad . \quad (20\text{a I})$$

nach Abb. 34a, II

$$\left.\begin{array}{r}\min D_{m+1} = - B_m (\eta'_m - \eta'_{m+1}) d'_{m+1} \\ \max V_{m+1} = + B_m (\eta'_{m+1} - \eta'_{m+2}) h'_{m+2}\end{array}\right\} (20\text{a II})$$

nach Abb. 34b, I

$$\left.\begin{array}{r}\min O_{k+1} = - A_k \eta_k \\ \max U_k = + A_k \eta_k u'_k \\ \min D_k = - A_k (\eta_k - \eta_{k-1}) d'_k \\ \max V_{k-1} = + A_k (\eta_{k-1} - \eta_{k-2}) h'_{k-2}\end{array}\right\} \quad . \quad (20\text{b I})$$

nach Abb. 34b, II

$$\left.\begin{array}{r}\max D_{k+1} = + B_k (\eta'_k - \eta'_{k+1}) d'_{k+1} \\ \min V_k = - B_k (\eta'_{k-1} - \eta'_k) h'_{k-1}\end{array}\right\} \quad . \quad (20\text{b II})$$

Die Formeln haben auch für andere Anordnungen der Füllungsglieder Geltung. Sie lassen sich in ähnlicher Form für untenliegende Fahrbahn und wagerechten Untergurt aufstellen, z. B.

$$\min O_m = -A_m \eta_m o'_m \text{ bei linkssteigenden Diagonalen,}$$
$$\max U_k = +A_k \eta_k \text{ bei rechtssteigenden Diagonalen usw.}$$

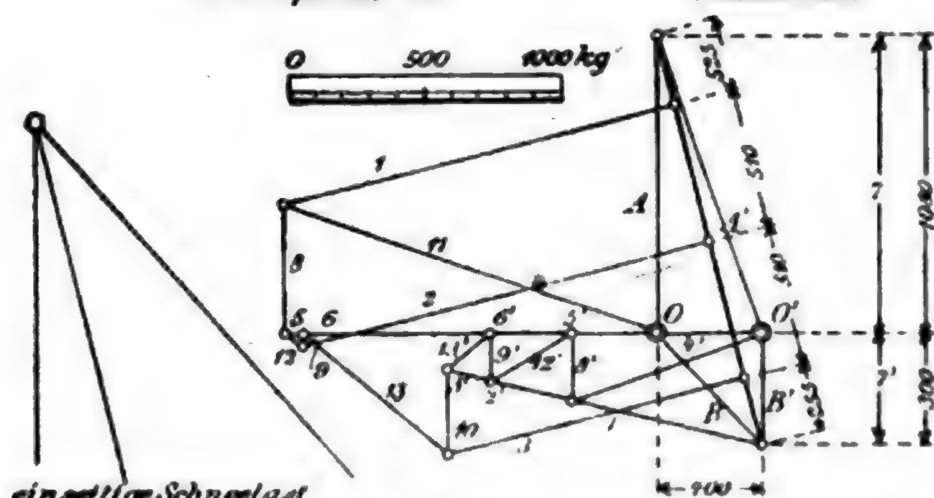
c. Die Cremonaschen Kräftepläne

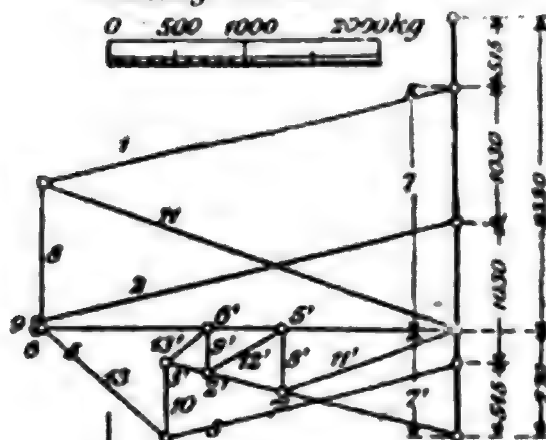
eignen sich zur Untersuchung fester Belastungszustände, insbesondere zur Berechnung der durch Eigengewicht, Schnee und Wind belasteten Dachbinder.

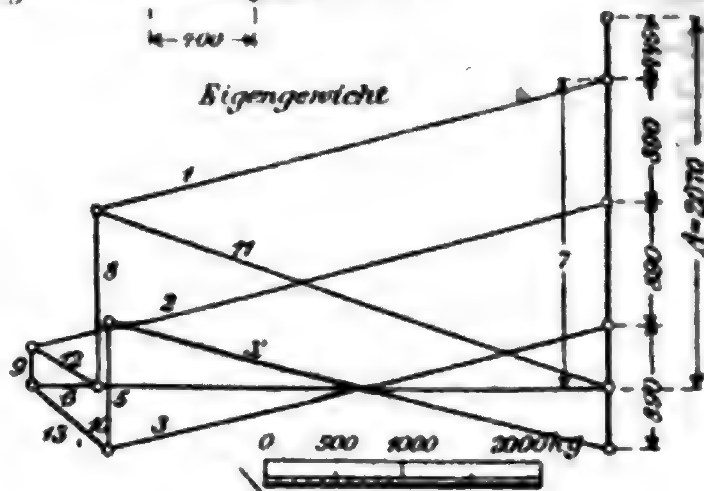
Man zeichnet (vgl. I. Bd., 2. Abschn., S. 179) das Krafteck der äufseren Kräfte, beginnt an einem zweistäbigen Knotenpunkt und zerlegt die an ihm angreifenden Kräfte nach beiden Stabrichtungen. So bildet man weitergehend für jeden Knoten ein Vieleck, wobei die angreifenden Kräfte stets in der Reihenfolge aneinandergesetzt werden, in der man sie bei Umfahrung des Knotenpunktes trifft. Die Seiten des Vielecks, die zu den entsprechenden

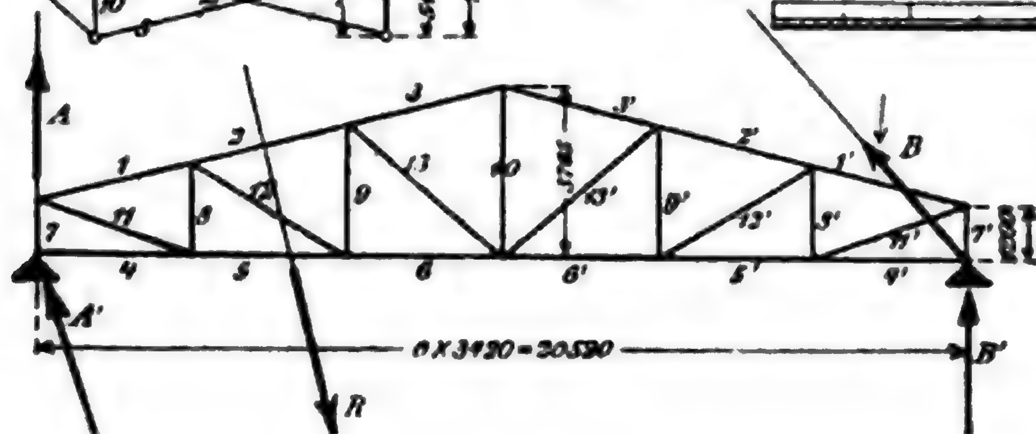
Abb. 35.

Kräftepläne für:









Stäben parallel laufen, stellen deren Spannkräfte dar. Die Vorzeichen ergeben sich aus der Regel: Durchläuft man ein Vieleck in dem durch eine äufsere oder eine bereits ermittelte innere Kraft gegebenen Sinn und überträgt die Richtungspfeile der Kräfte in das Fachwerk, und zwar in unmittelbare Nähe des betrachteten Knotenpunktes, so ist jede Kraft, deren Pfeil nach dem Knotenpunkt zeigt, eine Druckkraft, im anderen Fall eine Zugkraft.

Bei Fachwerken, die aus einzelnen aneinandergereihten Dreiecken bestehen, ist es immer möglich, einen Kräfteplan zu zeichnen, in welchem jede Kraft nur einmal vorkommt; wenn drei Stäbe ein Dreieck bilden, so gehen die entsprechenden Kräfte im Kräfteplan durch einen Punkt; jedem Knotenpunkt entspricht im Kräfteplan ein geschlossenes Vieleck. Bei anderen Formen ist es meistens nicht möglich, den Kräfteplan so zu zeichnen, dafs jede Kraft nur einmal vorkommt; man ist häufig gezwungen, einzelne Kräfte parallel zu sich selbst zu verschieben, z. B. dort, wo biegungsfeste Glieder vorkommen.*) Um zuverlässige Ergebnisse zu erhalten, ist es erforderlich, das Netz des Fachwerks grofs und genau zu zeichnen. Zur Prüfung bestimme man eine der mittleren Stabkräfte durch Rechnung.

Die Kräftepläne in Abb. 35 zeigen als Beispiel die Ermittlung aller Stabkräfte eines Dachbinders für Eigengewicht, einseitige Schneelast und Winddruck. Der Wind greift links an; ist das Auflager bei A beweglich, so werden die Spannkräfte im Untergurt von O aus gemessen, ist es dagegen fest, von O' aus. Es ergeben sich die Stabkräfte:

Stab	Stabkräfte in t							Stab
	Eigengewicht	Einseitiger Schneedruck		Winddruck von der beweglichen Auflagerseite		Winddruck von der festen Auflagerseite		
		linke Seite	rechte Seite	linke Seite	rechte Seite	linke Seite	rechte Seite	
O_1	— 3,85	— 3,1	— 1,3	— 1,5	— 0,7	— 1,5	— 0,7	O_1
O_2	— 4,35	— 3,15	— 1,9	— 1,55	— 1,0	— 1,55	— 1,0	O_2
O_3	— 3,8	— 2,2	— 2,2	— 1,2	— 1,1	— 1,2	— 1,1	O_3
U_4	—	—	—	—	— 0,4	—	+ 0,4	U_4
U_5	+ 3,7	+ 3,0	+ 1,3	+ 1,35	+ 0,3	+ 1,75	+ 0,7	U_5
U_6	+ 4,2	+ 3,05	+ 1,8	+ 1,3	+ 0,6	+ 1,7	+ 1,0	U_6
V_7	— 2,23	— 1,8	— 0,77	— 1,08	— 0,3	— 1,08	— 0,3	V_7
V_8	— 1,3	— 1,05	— 0,45	— 0,5	— 0,25	— 0,5	— 0,25	V_8
V_9	— 0,3	— 0,05	— 0,3	+ 0,04	— 0,17	+ 0,04	— 0,17	V_9
V_{10}	+ 0,95	+ 0,55	+ 0,55	+ 0,3	+ 0,3	+ 0,3	+ 0,3	V_{10}
D_{11}	+ 3,95	+ 3,2	+ 1,35	+ 1,45	+ 0,75	+ 1,45	+ 0,75	D_{11}
D_{12}	+ 0,55	+ 0,05	+ 0,6	— 0,08	+ 0,35	— 0,08	+ 0,35	D_{12}
D_{13}	— 0,75	— 1,25	+ 0,4	— 0,7	+ 0,2	— 0,7	+ 0,2	D_{13}

*) Vianello-Stumpf, Der Eisenbau, Kap. 14. München 1912. R. Oldenbourg.

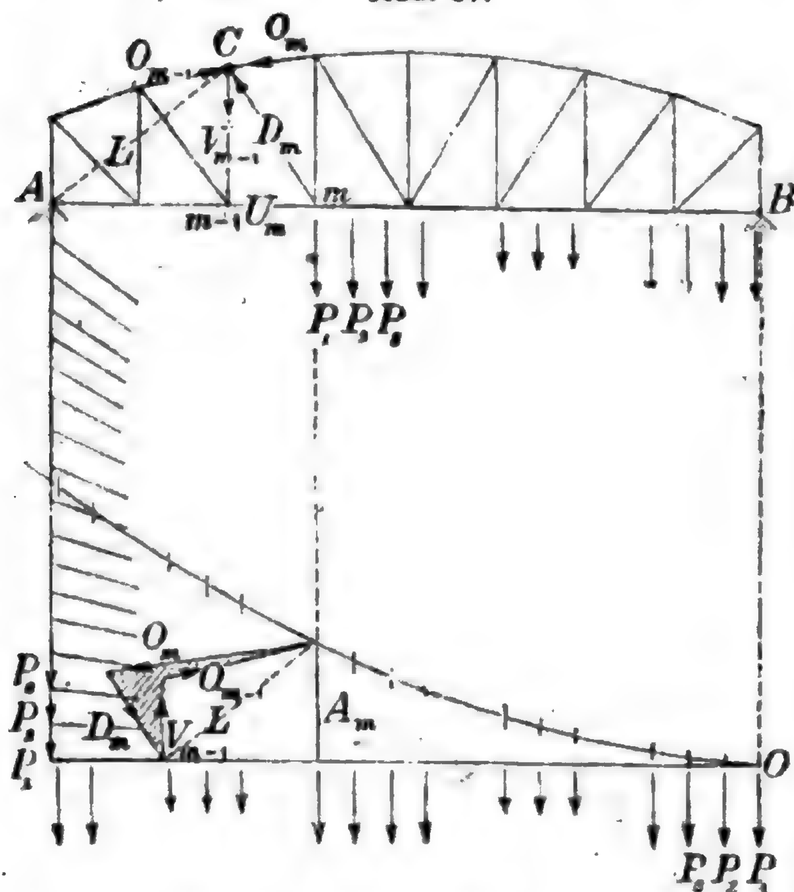
Zuweilen stöfst man auf Schwierigkeiten, z. B. im Punkt 1 der Abb. 36, wo 5 Stäbe zusammenlaufen. Man hilft sich durch rechnerische oder zeichnerische Ermittlung der Kraft des Zugbandes Z (Ritterscher Schnitt *tt* oder bei einseitiger Belastung die Culmannsche Zerlegung mit Hilfe der geraden *L*.) Die üblichen hölzernen Dachkonstruktionen rechnet man selten; ihre erforderlichen Abmessungen sind aus der Erfahrung bekannt. Grofse oder neue Formen sowie Brückenträger werden mit Berücksichtigung der elastischen Formänderungen untersucht.*) Die Verbindungen an den Knotenpunkten erheischen Sorgfalt.

Abb. 36.

d. Zeichnerische Bestimmung der Stabkräfte einfacher Fachwerkbalken infolge beweglicher Einzellasten.

Nach Aufzeichnung des *A*-Polygons (S. 81) kann A_m **nach dem Culmannschen Verfahren** nach den drei Richtungen O_m, D_m, U_m und O_{m-1}, V_{m-1}, U_m zerlegt werden (Abb. 37). Man verbinde den Stützpunkt *A* mit dem Knotenpunkt *C* durch die Hülfsgerade *L*, zerlege A_m nach den Richtungen *L* und U_m, sodann die Seitenkraft *L* nach den Richtungen O_m und D_m bzw. O_{m-1} und V_{m-1}. (S. a. I. Bd. 2. Abschnitt: Statik starrer Körper.)

Abb. 37.



In dem durch Schraffur hervorgehobenen Kräfteplan für den Knotenpunkt *C* sind die Strecken D_m und V_{m-1} die im Kräftemafsstab abzulesenden Gröfstwerte max D_m und min V_{m-1}.

Verlangt die Regel auf S. 82 ein Vorschieben der Last P_1 ins Feld λ_m, so zerlege man die in $(m-1)$ wirkende Last $\frac{P_1 e_1}{\lambda_m}$ nach ΔU_m

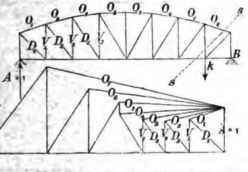
*) Müller-Breslau, Graphische Statik der Baukonstruktionen. II. Bd. 2. Abt. § 22. — Müller, Beiträge zur Theorie hölzerner Tragwerke des Hochbaues. Z. f. B. 1906.

und $\varDelta V_{m-1}$, $\varDelta V_{m-1}$ nach $\varDelta D_m$ und $\varDelta O_m$ parallel zu den gleichnamigen Stäben; e_1 ist der Abstand von P_1 zu P_2. A_m^1 (S. 83) folge D_m^1 und V_{m-1}^1 ergeben; schliefslich wird:

$$\max D_m = D_m^1 + \varDelta D_m \quad \text{und} \quad \min V_{m-1} = V_{m-1}^1 + \varDelta V_{m-1}.$$

Verfahren mit Hilfe des Cremonaschen Kräfteplanes für $A = 1$. Man denke sich den Knotenpunkt k in Abb. 38 so stark belastet, dafs am linken Auflager der Widerstand $A = 1$ hervorgerufen wird, und zeichne einen Kräfteplan, der nur die Spannkräfte links vom Schnitt ss zu enthalten braucht. Bedeuten nun $D_{m(A=1)}$ und $V_{(m-1)(A=1)}$ die Spannkräfte, die in den fraglichen Stäben infolge der Belastung $A = 1$ hervorgerufen werden, so erhält man:

Abb. 38.



$$\max D_m = A_m D_{m(A=1)} \quad \text{und} \quad \min V_{m-1} = A_m V_{(m-1)(A=1)}.$$

Steht die zweite Last über dem Knotenpunkt m, setze man A_m^1 an Stelle von A_m und verfahre im übrigen ähnlich wie oben.

e. Verfahren der Einflufslinien.

Trägt man in dem jedesmaligen Angriffspunkt einer über einen Träger wandernden Einzellast $P = 1$ deren Einflufs auf die zu bestimmende Gröfse Z (Auflagerdruck, Biegungsmoment, Querkraft usw.) als Ordinate η auf, so nennt man die Verbindungslinie der Endpunkte dieser Ordinaten η die **Einflufslinie für Z.** Zwischen 2 Querträgern ist jede Einflufslinie gerade. Bei möglichst ungünstiger Belastung des positiven Teiles der Einflufslinie wird der Grenzwert:

$$\max Z = \Sigma P\eta_+$$

gefunden; die Belastung des negativen Teiles gibt:

$$\min Z = \Sigma P\eta_-.$$

Die Einflufslinie für den Auflagerdruck A — **die A-Linie** — ist infolge der Beziehung $A = P\frac{b}{l}$ für die Last $P = 1$ eine Gerade mit der Ordinate 1 unter A und der Ordinate 0 unter B (Abb. 39a). Ihr Spiegelbild ist die **B-Linie.**

Die schraffierte Fläche nennt man die Einflufsfläche für A oder kurz die **A-Fläche.** Eine Einzellast P liefert zum Stützendruck A den Betrag $A = P \cdot \eta_A$.

Last P rechts vom Schnitt C bringt in C das Moment $M_x = A\,x$ hervor; eine Last links von C bewirkt $M_x = B\,x'$. Daher sind die Ordinaten der **M_x-Linie** rechts vom Schnitt gleich den mit x multiplizierten Ordinaten der A-Linie, links von C gleich den mit x'

Abb. 39.

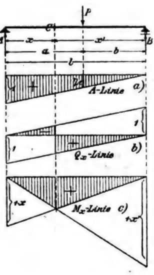
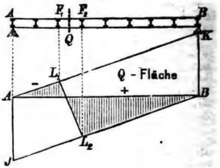


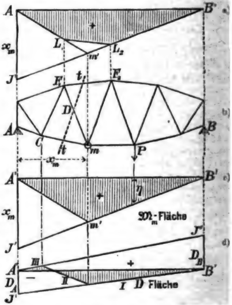
Abb. 40.



multiplizierten der B-Linie (Abb. 39c).

In Abb. 40 erzeugt eine Last rechts vom Querträger F_2: $Q = A$, eine links von F_1 stehende Last: $Q = -B$; d. h. rechts von F_2 ist die **Q-Linie** gleichbedeutend mit der A-Linie, links von F_1 stimmt sie mit der $(-B)$-Linie überein. Zwischen den beiden Querträgern ist die Einflußlinie gerade. Der Nullpunkt der Einflußlinie liefert gleichzeitig die Lastscheide E (S. 85). Sind keine Querträger vorhanden, dann hat die **Q_x-Linie** für die in der Schnittstelle C auftretende Querkraft Q_x die in Abb. 39b eingetragene Gestalt.

Abb. 41.



Die **Einflußlinie für das Angriffsmoment M_m** in bezug auf einen Knotenpunkt m der die Fahrbahn tragenden Gurtung zeigt Abb. 41c.

Greift die Belastung an der dem Knotenpunkt m gegenüberliegenden Gurtung an und liegt m zwischen zwei Querträgern F_1 und F_2, so besteht die Einflufslinie für M_m nach Abb. 41a aus drei Geraden $A'L_1$, L_1L_2, L_2B', weil die Einflufslinie zwischen 2 Querträgern geradlinig sein mufs. Durch die Momente M_m sind die Spannkräfte in den Gurtungen bestimmt (Gl. 11, 14, 15).

Abb. 41d zeigt die aus drei Geraden I, II, III bestehende **Einflufslinie für die Spannkraft** D einer Strebe, u. zw. für den Fall Fahrbahn unten. Solange die Last $P = 1$ rechts vom Knotenpunkt m liegt, greift links vom Schnitt tt nur A an; es ist dann D proportional A. Die Einflufslinie I schneidet deshalb auf dem Lot durch A' die Spannkraft D_A ab, die in der fraglichen Strebe entsteht, sobald links von tt nur $A = 1$ angreift (Abb. 42). Man findet D_A mit Hülfe eines Cremonaschen Kräfteplanes für $A = 1$ (Abb. 38). Ebenso ergibt sich in Abb. 41d, dafs die Gerade III auf dem rechtsseitigen Auflagerlot die Spannkraft D_B (erzeugt durch $B = 1$) abschneidet. Zwischen C

Abb. 42.

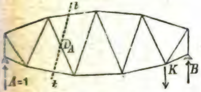
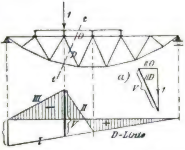


Abb. 43.



und m gilt die Linie II. D_A ist hier positiv, D_B negativ.

Zu den Einflufslinien der Füllungsglieder gelangt man auch mit Hülfe eines Cremonaplanes für $A = 1$ und der Zerlegung der Last 1 nach der Richtung des fraglichen Stabes und der vom Schnitt tt getroffenen, die Fahrbahn tragenden Gurtung (Abb. 43a). Das Vorzeichen von V ist leicht zu entscheiden; in Abb. 43 ist V negativ, denn die Last 1 erzeugt ein negatives D. Das Ergebnis ist: man trage unter A den Wert $D_A = 1$ auf, ziehe die Gerade I und setze unter Last 1 die Strecke V in dem für $D_A = 1$ gewählten Kräftemafsstab an. Die Geraden II und III vervollständigen die Einflufslinie für D.

B. Gerberscher Träger.

Ein frei aufliegender Balken, der ein festes und $n-1$ bewegliche Auflager hat, ist $(n-2)$fach statisch unbestimmt. Er wird statisch bestimmt

Abb. 44.

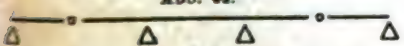


Abb. 45.

durch Einlegen von $(n-2)$ Gelenken (Ausleger- oder Gerberscher Balken). Abb. 44 u. 45 zeigen zwei Anordnungen auf 4 Stützen.

Digitized by Google

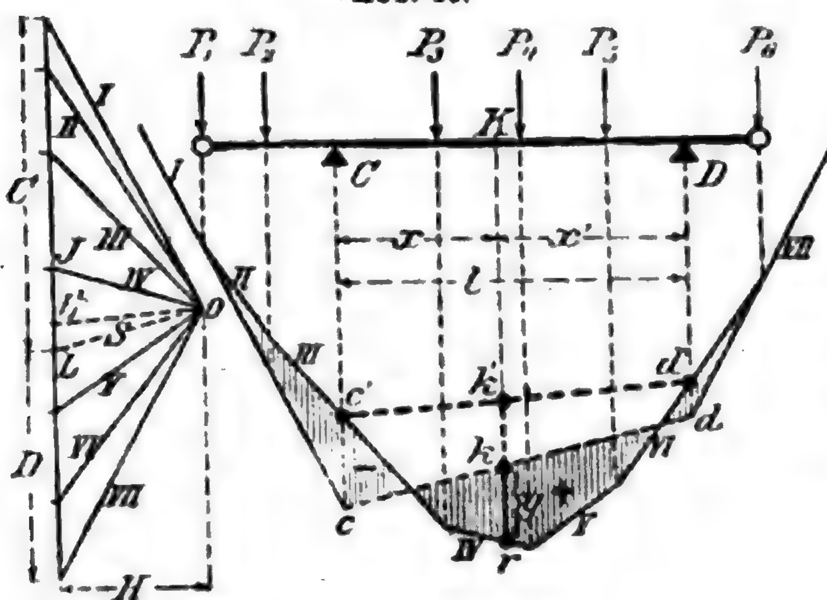
Bei mehr als 3 Oeffnungen müssen schwebende und feste Teile abwechseln. Die schwebenden Teile sind einfache Balken auf 2 Stützen und als solche zu berechnen.

Die Lage der Gelenke*) wird in der Regel so bestimmt, dafs die gröfsten Momente bei gleichförmig verteilter Last, absolut genommen, gleich gesetzt werden. Daraus ergibt sich eine Anzahl von Gleichungen, die die günstigste Verteilung der Gelenke erkennen lassen. Bei Eisenbahnzügen rechne man mit dem Belastungsgleichwert (S. 69).

1. Berechnung bei ständiger Belastung.

Die **Stützenwiderstände für C und D** (Abb. 46) werden entweder durch Aufstellen der Momentengleichungen für die Punkte D und C gefunden, oder zeichnerisch durch Eintragen der Schlufslinien $S = OL \parallel cd$ in den Kräfteplan bestimmt.

Abb. 46.



Das **Moment** für einen beliebigen Punkt K zwischen den Stützen C und D findet man mit Hilfe der Stützenmomente M_C und M_D aus der Gleichung:

$$M_K = M_0 + M_C \frac{x'}{l} + M_D \frac{x}{l},$$

worin $M_0 = H y_0 = H \overline{k'r}$ das Moment für das nur mit P_3, P_4 und P_5 belastete und auf 2 Stützen (C und D) frei auflagernde Balkenstück CD ist, und ferner:

$$M_C = -H\overline{cc'} \quad \text{und} \quad M_D = -H\overline{dd'} \text{ (Abb. 46).}$$

Die **Querkraft** an der Stelle K ergibt sich aus $Q = \frac{dM}{dx}$, wenn man mit Q_0 die Querkraft in K bei ausschliefslicher Belastung des Balkenstückes CD bezeichnet, zu:

$$Q_K = Q_0 + \frac{M_D - M_C}{l},$$

worin $Q_0 = L'J$ ist und M_C und M_D die Stützenmomente bedeuten. Der Punkt L' wird gefunden aus $OL' \parallel c'd'$.

2. Berechnung bei veränderlicher Belastung.

Bei Einzellasten empfiehlt es sich, Stützenwiderstände, Momente und Querkräfte durch Einflufslinien zu bestimmen. Teil CD des Trägers

*) Vianello-Stumpf, Der Eisenbau S. 81. R. Oldenbourg, München 1912. Auch: Zentralbl. Bauv. 1908 S. 5?5: C. Herbst, Gelenkträger mit gleichmäfsig verteilter Last; Festlegung der Stützweiten zur Erzielung gleicher Gröfstmomente.

verhält sich gegenüber Lasten, die innerhalb CD angreifen, wie ein einfacher Balken; dementsprechend werden zunächst die Einflufslinien für CD gezeichnet, dann bis zu den Gelenken B und E verlängert und unter A und F auf Null herabgeführt.

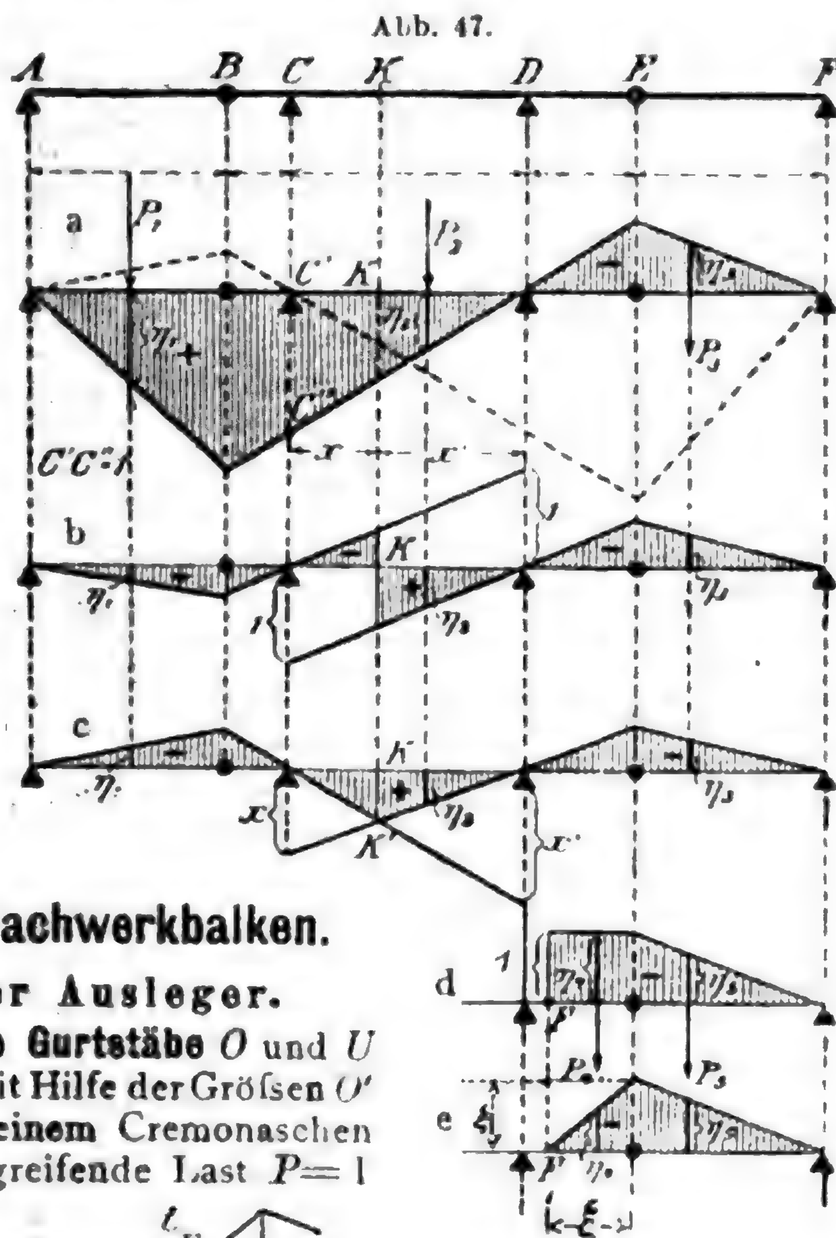


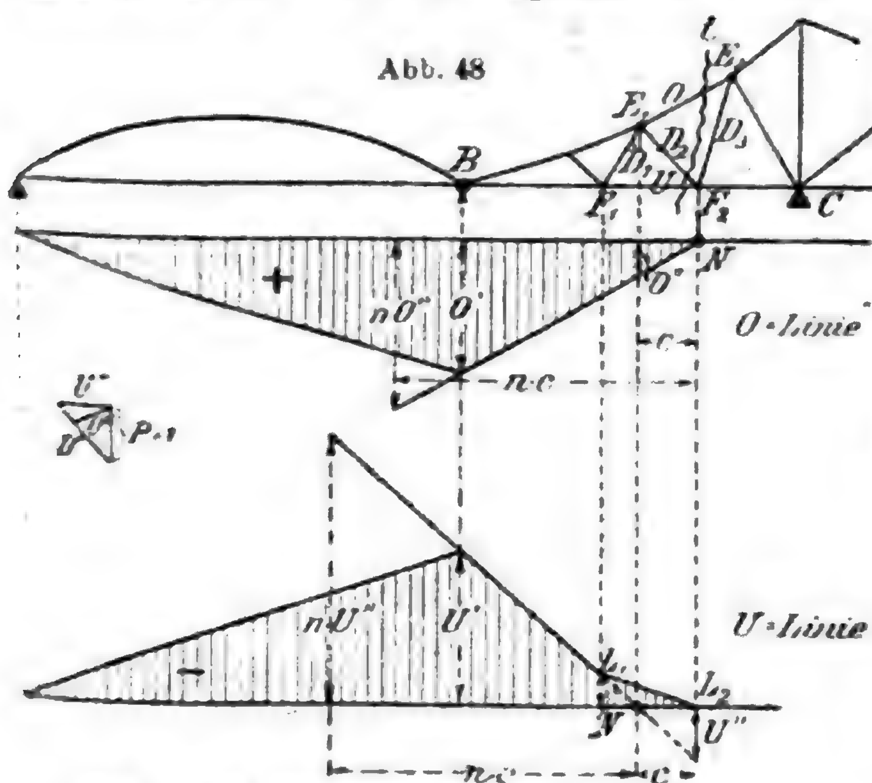
Abb. 47a zeigt die Einflufslinie für den **Stützendruck** C und punktiert die für D; jene hat unter C, diese unter D die Ordinate 1. Abb. 47b gibt die **Q_K-Linie** der Querkraft im Schnitte K. Abb. 47c stellt die **M_K-Linie** dar. Für einen Punkt F des Kragarmes sind die **Q_F-Linie** und **M_F-Linie** in Abb. 47d und e gezeichnet.

Betreffs der Auswertung der Einflufslinien vgl. S. 99.

3. Der Gerbersche Fachwerkbalken.

a. Berechnung der Ausleger.

Die **Einflufslinien für die Gurtstäbe** O und U (Abb. 48) werden entweder mit Hilfe der Gröfsen O' und U' gezeichnet, die aus einem Cremonaschen Kräfteplan für die in B angreifende Last $P = 1$ gefunden und unter dem Gelenk B aufgetragen werden, oder aber mit Hilfe der Werte O'' und U'', die durch Zerlegen von $P = 1$ nach O und D_2 oder nach U und D_2 bestimmt und auf einer Lotrechten unter Knotenpunkt E_1 bzw. F_2 abgetragen werden.

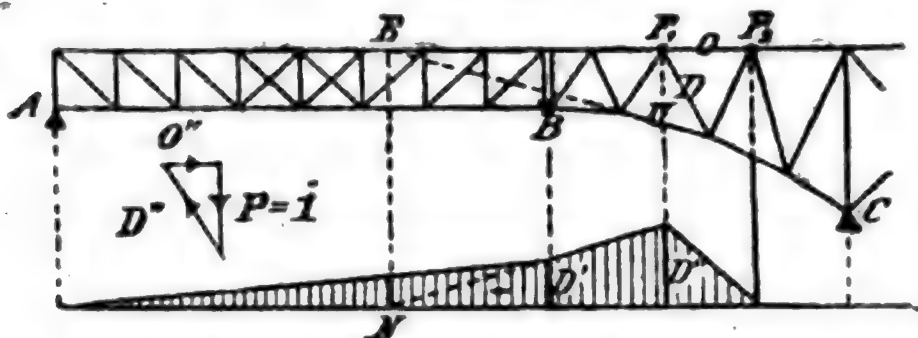


Im letzteren Fall trägt man zur Vermeidung von Zeichenfehlern die n-fachen Gröfsen O'' und U'' in der n-fachen

Entfernung vom Punkte N ab, der senkrecht unter Punkt F_2 oder E_1 liegt.

Die **Einflufslinie für eine Strebe** wird bestimmt durch D', für die Belastung $P=1$ in B angreifend, oder durch D'' für $P=1$ in F_1. D' wird gefunden mit Hilfe eines Cremonaschen Planes, D' durch Zerlegen von $P=1$ nach U und D oder nach O und D (Abb. 49), je nachdem die untere oder obere Gurtung belastet ist. Der Nullpunkt N liegt lotrecht unter dem Schnittpunkt von O und U. In Abb. 49 steht Punkt E links von dem Gelenk.

Abb. 49.



b. Berechnung des mittleren Trägerteils CD.

Die **Einflufslinien für die Gurtstäbe** O und U sind bestimmt durch die Gröfsen O' und U' oder durch O'' und U'', die mit Hilfe eines Cremonaschen Planes für den Belastungszustand $C=1$ oder $D=1$ gefunden werden (Abb. 50).

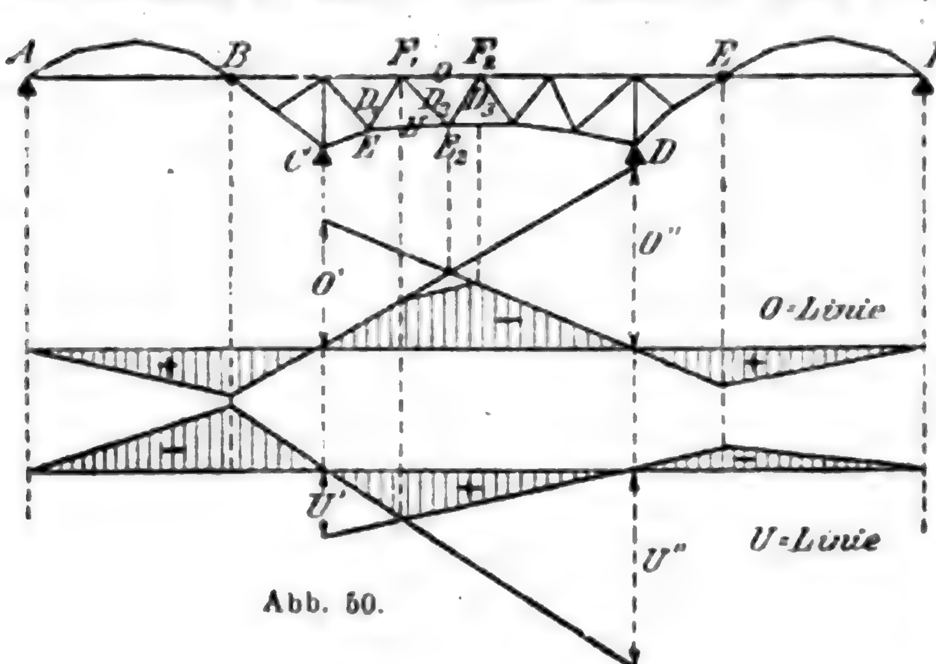


Abb. 50.

Die **Einflufslinien für die Füllungsstäbe** D werden ähnlich gezeichnet wie bei den Kragträgern mit Hilfe der Gröfsen D' und D'', wobei D' die Spannkraft D für den Belastungszustand $C=1$ und D'' diesen Wert für den Zustand $D=1$ bedeutet. Abb. 51 stellt den Fall dar, wo der Schnittpunkt E_1 der zugehörigen Gurtstäbe O und U zwischen C und D liegt.

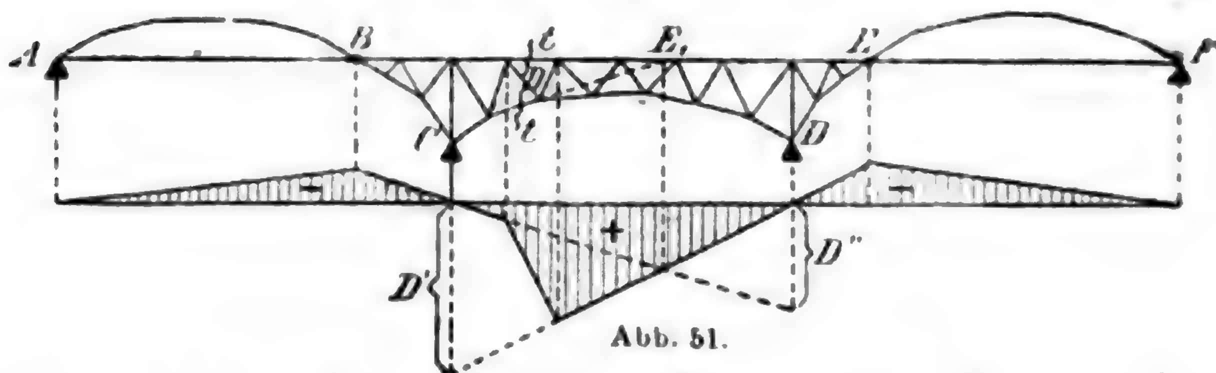


Abb. 51.

C. Verwertung der M_x-Linie des einfachen Balkens.*)

Die Einflufsfläche für irgend eine Gröfse Y sei ein Dreieck über der Länge l (Abb. 52a). Ersetzt man die Y-Linie durch die M_x-Linie eines einfachen Balkens (Abb. 52b) von der Weite l, so erscheinen alle Ordinaten im Verhältnis $x : c$ verändert, und es ist:

$$Y = M_x \frac{c}{x}.$$

M_x wird den entsprechenden Tafeln auf S. 66 bis 77 entnommen oder mit Hilfe des Seilpolygons (Abb. 23, S. 82) in der Form $M_x = Hy$ bestimmt. Hat die Y-Linie keine Spitze (in Abb. 52b punktiert), dann wird $Y = Hy \frac{c}{x}$, wobei y zwischen $A'\,B'$ und der zum Felde $F_1\,F_2$ gehörigen Schlufslinie zu messen ist.

Handelt es sich z. B. um den Auflagerdruck C des Gerberschen Balkens (Abb. 47a, S. 97), so nehme man zwei stellvertretende einfache Balken von der Weite $AD = l'$ und $DF = l_3$ an und bestimme dazu aus den Tafeln auf S. 66 bis 77 für die Stellen B und E die Momente M_B und M_E. Die Ordinaten unter A und F haben mit den Bezeichnungen

$$AD = l', \quad CD = l_2, \quad AB = a,$$
$$DF = l_3 \quad \text{und} \quad EF = b$$

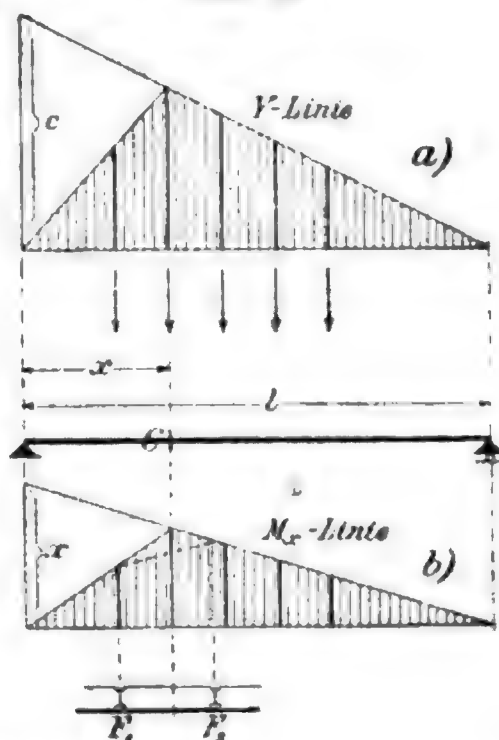
die Werte $\frac{l'}{l_2}$ bzw. $\frac{l_3}{l_2}$, und die Grenzwerte des Stützendruckes werden:

$$\max C = \frac{l'}{a\,l_2} M_B$$

und

$$\min C = \frac{l_3}{b\,l_2} M_E.$$

Abb. 52.



D. Der Dreigelenkbogen.

Der Bogenträger mit drei Gelenken ist statisch bestimmt. Zu einer lotrechten Last P gehören die **Kämpferdrücke K_l und K_r** (Abb. 53), die sich in die lotrechten Stützendrücke eines einfachen Balkens von der Stützweite l:

$$A = \frac{Pb}{l} \quad \text{und} \quad B = \frac{Pa}{l}$$

und den Horizontalschub H zerlegen lassen. Das Moment M_G im Scheitelgelenk G ist null, und daraus folgt der **Horizontalschub**

$$H = \frac{M_{0G}}{f}, \quad \ldots \ldots \ldots \quad (21)$$

*) Müller-Breslau, Graphische Statik, Bd. I, § 19.

worin M_{0G} das Biegungsmoment eines einfachen Balkens AB unter G bedeutet. **Die Einflußlinie für H** ergibt sich nach Abb. 53a.

A- und B-Linie wie bei dem einfachen Balken.

Das Moment im Punkte C eines vollwandigen Bogens ist:

$$M_x = Ax - P(x - a) - Hy = M_{0x} - Hy, \quad . \quad (22)$$

wo M_{0x} für den einfachen Balken gilt. Die M_x-Fläche entsteht demnach durch Abzug der Hy-Fläche von der M_{0x}-Fläche; dabei ergibt sich nach Auffinden der Lastscheide E die bequemere Zeichnung, für einen einfachen Balken von der Weite l' die M_{0x}-Linie zu ziehen, sie bis unter das Gelenk zu verlängern und unter B auf Null herab-

Abb. 53.

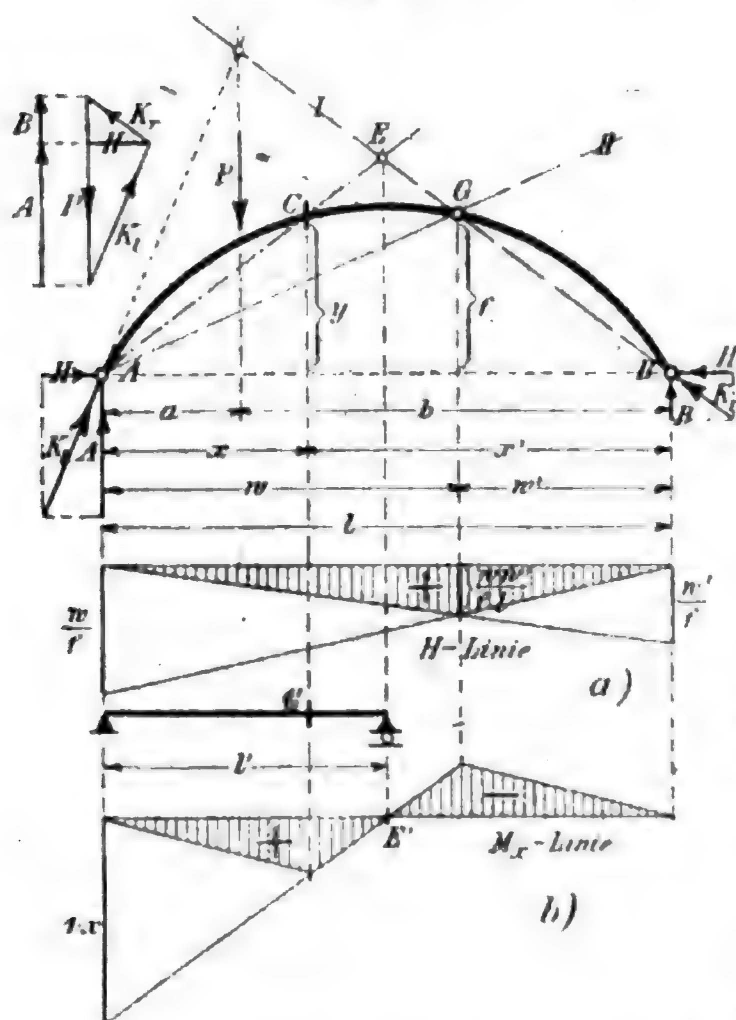
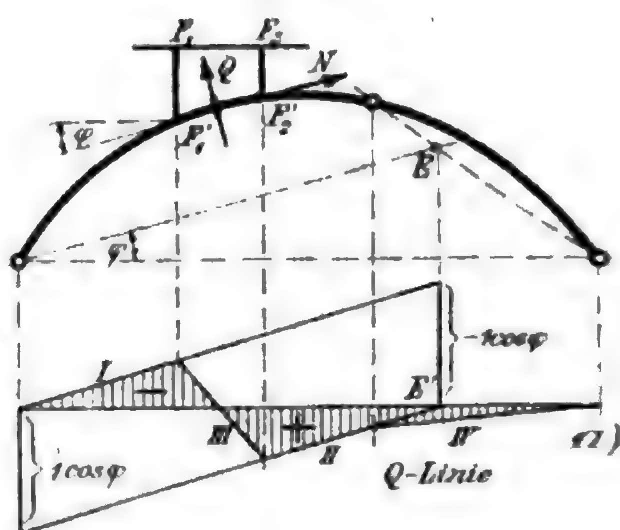


Abb. 54.



zuführen (Abb. 53b). Der geometrische Ort der Lastscheiden ist die **Kämpferdrucklinie**, bestehend aus den beiden Bogensehnen I und II.

Im Schnitt C (Abb. 54) entsteht die **Querkraft**

$$Q = Q_0 \cos\varphi - H \sin\varphi, \quad (23)$$

woraus sich die in Abb. 54a gezeichnete Einflufslinie für Q ableiten läfst. Q_0 ist die Querkraft des einfachen Balkens, φ der Neigungswinkel der Tangente in C. Die Q-Linie läßt sich zeichnen, indem man nach Bestimmen der Lastscheide E unter A und E die Ordinaten $\pm 1 . \cos\varphi$ von einer Wagerechten aus abmifst und I, II, III und IV einträgt. Die Lastscheide E bzw. E' ist einflußlos, wenn sie, wie im vorliegenden Falle, rechts vom Scheitelgelenk liegt. Da die Querkräfte innerhalb eines Feldes sich mit φ wenig ändern, genügt es, Q für das ganze Feld gleich grofs anzunehmen und unter φ den Neigungswinkel der Bogensehne $F_1'F_2'$ des fraglichen Feldes zu verstehen. Die durch Q erzeugten Schubspannungen bleiben zumeist unberücksichtigt. Man braucht aber Q zur Berechnung der Nietteilung. Bei den Fachwerkbogen mit nahezu

arallelen Gurtungen benutzt man Q zur Berechnung der Spannkräfte s den Streben, und zwar ist:

$$D = \pm \frac{Q}{\sin \alpha},$$

venn α der Winkel zwischen Strebe und Gurtstab ist.

Die **Längskräfte** N unterscheiden sich nur wenig von H; man erücksichtigt sie durch Einführen der Kernpunktmomente, was aber die überschlägliche Berechnung der Kernradien voraussetzt.*)

In der Abb. 55 sind die Einflufslinien eines symmetrischen Fachwerkbogens dargestellt.

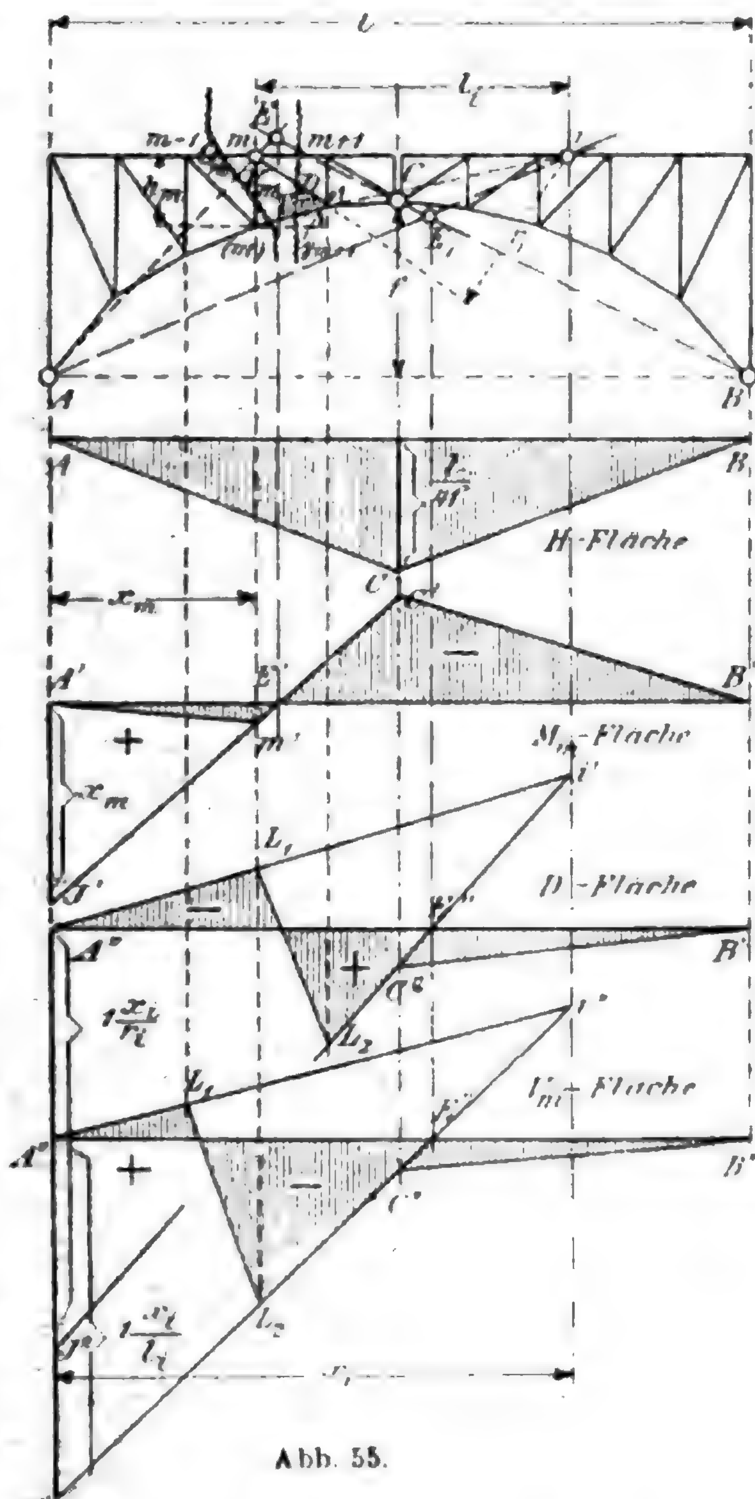


Abb. 55.

Die Einflufsfläche für den **Horizontalschub** H (Abb. 55) ist ein Dreieck ACB von der Höhe $1 \,.\, (l : 4f)$. Um die **M_m-Fläche** zu erhalten, bringe man die Gerade Am mit BC (Kämpferdrucklinie) in der Lastscheide E zum Schnitt, bestimme lotrecht darunter den Nullpunkt E' und verfahre wie in Abb. 53b. Die M_m-Fläche stimmt links von E' mit der M_m-Fläche eines einfachen Balkens $A'E'$ überein. Aus M_m findet man:

$$U_{m+1} = + \frac{M_m}{h_m \cos \gamma_{m+1}}.$$

Entsprechend ergibt sich aus $M_{(m)}$ die Stabkraft:

$$O_m = - \frac{M_{(m)}}{h_m}.$$

Zur **D-Fläche** für das Feld m bis $(m+1)$ bestimmt man den Treffpunkt i der Gurtstäbe O_{m+1}, U_{m+1}, sodann den Schnittpunkt E_1 der Geraden Ai und BC, hierauf in der Nullachse $A''B''$ lotrecht unter E_1 den Punkt E''. Nun macht man $A''J'' = 1 \,.\, (x_i : r_i)$, worin r_i das Lot von i auf die Diagonale D ist; zieht $J''E''$ bis zu dem senkrecht unter i gelegenen Punkte i', verbindet i' mit A'' und trägt schließlich $L_1 L_2$ und $C''B''$ ein. Aehn-

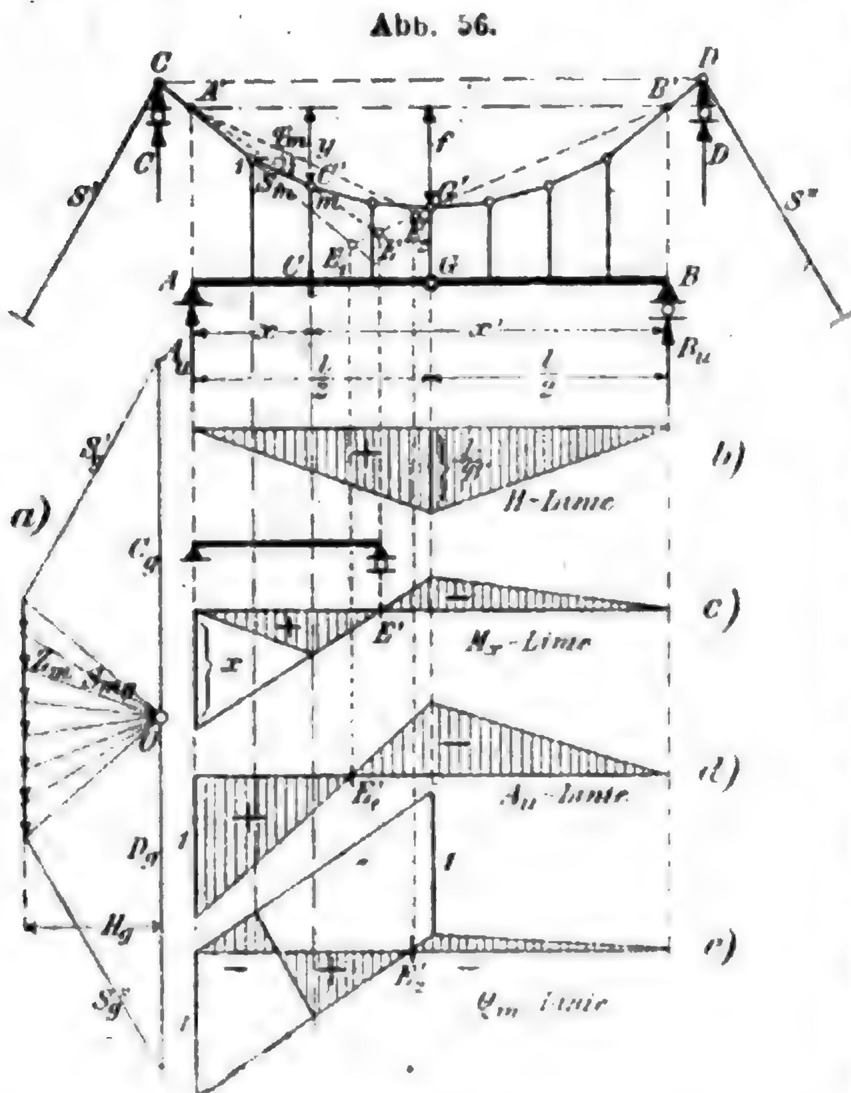
*) Müller-Breslau, Graphische Statik, Bd. I, 4. Aufl. S. 204.

lich wird die V_m-Fläche erhalten. i bedeutet hier den Schnittpunkt von O_m und U_{m+1}. $A''J''$ ist $= 1 \cdot (x_i : l_i)$, worin l_i das Lot von i auf V_m ist.

E. Versteifte Kette über eine Oeffnung.

Die Kette mufs, damit wellenförmige Bewegungen der an ihr hängenden Brückenbahn bei Belastung vermieden werden, versteift sein. Geschieht dies durch den einmal gelenkartig unterbrochenen einfachen Balken, so ist die Form statisch bestimmt (Abb. 56).

Abb. 56.



Die ständige Belastung g wird gleichförmig verteilt angenommen. In den Knotenpunkten der Kette greifen die Lasten $Z_{mg} = 0,5\,(\lambda_m + \lambda_{m+1})\,g$ an, und die Hängestangen tragen die Lasten Z_{mg} weniger dem Gewicht der halben im Knoten m zusammentreffenden Kettenglieder. Die Spannkräfte S_{mg} in den Kettenstäben und die Widerstände bei C und D ergeben sich aus dem für die Lasten Z_{mg} und die durch drei Punkte $(CG'D)$ bestimmte Kettenlinie gezeichneten Strahlenbüschel (Abb. 56 a). (Vgl. I. Bd., Mechanik starrer Körper. Seileck. S. 154.)

Auf den Balken hat das Eigengewicht keinen Einfluß, weil er erst nach dem Aufbringen der ganzen Eigenlast fest vernietet wird; er ist daher lediglich durch Verkehrslast beansprucht.

Zur Berechnung der gröfsten Spannkräfte darf man die Knotenpunkte der Kette auf einer Parabel annehmen. Bezüglich der den Kettengliedern und Hängestangen in der Werkstatt zu gebenden Längen vergleiche man Müller-Breslau, Graphische Statik, I. Bd. XII. Abschn.

Im folgenden bedeuten bei Verkehrslast:

M das Moment für den angehängten Balken an der Stelle C,
M_0 das Moment an der Stelle C eines einfachen Balkens AB,
H den Horizontalzug der Kette, d. i. den Grundrifs der Kettenkräfte, und zwar ist: $$M = M_0 - H \cdot y;$$

y ist die Ordinate über C zwischen Kette und Sehne $A'B'$; Hy stellt den Einfluſs der Kräfte Z der Hängestangen auf den Balken dar, denn die Fläche zwischen Kette und $A'B'$ ist die Culmannsche Momentenfläche zu den Lasten Z. Das Moment im Gelenk G ist Null, woraus für den **Horizontalzug** der Kette folgt:

$$H = \frac{M_{0\,G}}{f}, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (24)$$

eine Gleichung, die mit Gleichung (21) des Dreigelenkbogens übereinstimmt. Hieraus gehen die Einfluſslinien für den Versteifungsbalken leicht hervor.

Für symmetrischen Bau sind in Abb. 56 die Einfluſslinien für H, M_{x_1}, A_u und Q_m eingetragen. Die **H-Linie** hat unter dem Gelenk die Ordinate $\frac{l}{4f}$. Die Lastscheide E für M_x wird gefunden, indem man $A'C$ und $B'G'$ zum Schnitt bringt. Die Einfluſslinie für den **Stützendruck A_u** ist bestimmt durch die Ordinate 1 unter A und die Lastscheide unter dem Schnittpunkt E_1 von $A'1$ und $B'G'$. Es ergibt sich die Notwendigkeit, A und B zu verankern. Wenn φ der Neigungswinkel des m^{ten} Kettengliedes ist, wird die Querkraft des m^{ten} Feldes:

$$Q_m = \frac{1}{\cos\varphi_m}(Q_0 \cos\varphi_m - H \sin\varphi_m).$$

Mit Hilfe der im Schnitt von $A'E_2 \parallel 1\,m$ und $B'G'$ gelegenen Lastscheide E_2 findet sich die **Q_m-Linie.**

Bei Versteifung der Kette durch einen gegliederten Parallelträger lassen sich die Einfluſslinien für die Gurtungen aus den Momentenlinien, diejenigen für die Füllungsstäbe aus den Querkraftlinien ableiten.

III. Statisch unbestimmte ebene Tragwerke.*)

A. Die Arbeitsgleichung $\Sigma\overline{Q}_m\delta_m = \Sigma\overline{S}\Delta s$ für ein ebenes Fachwerk.

Die Fachwerke erleiden durch Belastung und bei Temperaturwechsel kleine Stablängenänderungen Δs und Knotenpunktverschiebungen δ. Zwischen diesen Formänderungen lassen sich Beziehungen aufstellen, die einerseits die Darstellung des deformierten Fachwerks gestatten, anderseits die Grundlage für die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke bilden.

Werden die Stabkräfte infolge der wirklichen Belastung eines Fachwerks mit S, diejenigen infolge einer gedachten Belastung durch $\overline{Q}$ mit $\overline{S}$ bezeichnet, und bedeutet δ_m die Projektion der wirklichen Verschiebung des Knotenpunktes m auf die Richtung der an ihm angreifend gedachten Kraft $\overline{Q}_m$, so lautet die **Arbeitsgleichung** des Fachwerks:

$$\Sigma\overline{S}\Delta s = \Sigma\overline{Q}_m\delta_m \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (25)$$

*) Nach Müller-Breslau, Graphische Statik, 2. Bd. und: Die neueren Methoden der Festigkeitslehre.

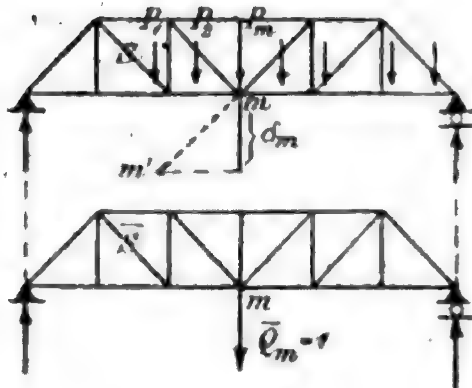
In Worten: Für eine verschwindend kleine Deformation des Fachwerks ist die virtuelle Formänderungsarbeit des Fachwerks ($\Sigma \overline{S} \Delta s$) gleich der virtuellen Arbeit der äufseren Kräfte ($\Sigma \overline{Q}_m \delta_m$). (Prinzip der virtuellen Verschiebungen.) δ_m ist positiv, wenn es denselben Sinn hat wie $\overline{Q}_m$.

Die Arbeitsgleichung (25) gilt für einen **gedachten** Belastungszustand ($\overline{Q}_m$, $\overline{S}$) und den **wirklichen** Verschiebungszustand (δ_m, Δs).

Die Anwendung der Arbeitsgleichung (25) auf statisch bestimmte Träger dient zur Berechnung von Knotenpunktverschiebungen δ_m.

Z. B. ist gesucht die lotrechte Durchbiegung δ_m für eine bestimmte Belastung, etwa für eine Probebelastung (Abb. 57a). Man ermittelt die Stabkräfte S und die Längenänderungen

Abb. 57.



$$\Delta s = \frac{Ss}{EF} + \varepsilon t s = \frac{s}{E}(\sigma + \varepsilon E t),^{*)} \quad (26)$$

bringt in m die gedachte Kraft $\overline{Q}_m = 1$ in der Richtung von δ_m an (Abb. 57b), berechnet die $\overline{S}$ und stellt die Arbeitsgleichung auf:

$$1 \cdot \delta_m = \Sigma \overline{S} S \varrho + \Sigma \overline{S} \varepsilon t s, \quad . \quad . \quad (27)$$

worin

$$\varrho = \frac{s}{EF} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (28)$$

Soll die tatsächlich eintretende Verschiebung mm' gefunden werden, so bestimmt man zwei Projektionen δ_m (wagerecht und lotrecht) und setzt sie zusammen.

Anwendung der Arbeitsgleichung (25) auf ein statisch unbestimmtes Fachwerk und seine Berechnung.

Der kontinuierliche Bogenträger (Abb. 58a) ist zweifach statisch unbestimmt; man erkennt leicht, dafs durch Weglassung zweier Widerstände, z. B. X_a und X_b, ein einfacher Balken entsteht. X_a und X_b werden zu statisch nicht bestimmbaren Gröfsen gewählt. Nach deren Beseitigung geht der Bogenträger über in **die statisch bestimmte Grundform, Zustand $X = 0$** (Abb. 58b), mit den Stabkräften S_0.

Belastet man die statisch bestimmte Grundform mit $X_a = -1$, so entsteht der **Zustand $X_a = -1$** mit den Stabkräften S_a (Abb. 58c). Belastung mit $X_b = -1$ gibt Zustand **$X_b = -1$** und S_b (Abb. 58d).

Die in Wirklichkeit entstehenden Stabkräfte (ebenso die Widerstände, Momente, Querkräfte) lassen sich auf die Form bringen:

$$S = S_0 - X_a S_a - X_b S_b \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (29)$$

Zur Ermittlung von X_a und X_b stelle man die Arbeitsgleichung (25) auf für den wirklichen Formänderungszustand (δ, Δs) und jeden der beiden willkürlichen Kräftezustände $X_a = -1$ und $X_b = -1$. Die

*) Es ist für:

	Schweifseisen	Flufseisen	Stahl
	$\varepsilon = 12.1 \cdot 10^{-6}$	$11.8 \cdot 10^{-6}$	$12.4 \cdot 10^{-6}$
	$E = 2.0 \cdot 10^6$	$2.15 \cdot 10^6$	$2.2 \cdot 10^6$ kg/qcm
	$E = 24$	25	27

geschätzten oder beobachteten Verschiebungen der Stützpunkte sind in Abb. 58e eingetragen; in der Regel werden sie gleich Null gesetzt.

Für Zustand $X_a = -1$ ist:

$$1 \,.\, \delta_a - 1 \frac{l_2}{l_1 + l_2} \delta_B - 1 \frac{l_1}{l_1 + l_2} \delta_C = \Sigma S_a \Delta s$$

oder:

$$1 \,.\, \delta_a + L_a = \Sigma S_a \Delta s, \quad \ldots \ldots \quad (30)$$

worin L_a gleich ist der virtuellen Arbeit der Auflagerkräfte der statisch bestimmten Grundform im Belastungszustande $X_a = -1$.

Entsprechend ist für Zustand $X_b = -1$:

$$1 \,.\, \delta_b + L_b = \Sigma S_b \Delta s \quad \ldots \ldots \quad (31)$$

Mit Beachtung von (26), (28) und (29) gehen (30) und (31) über in die **Elastizitätsgleichungen:**

$$\left.\begin{aligned} \delta_a + L_a &= \Sigma S_a S_0 \varrho - X_a \Sigma S^2_a \varrho - X_b \Sigma S_a S_b \varrho + \Sigma S_a \varepsilon t s \\ \delta_b + L_b &= \Sigma S_b S_0 \varrho - X_a \Sigma S_b S_a \varrho - X_b \Sigma S^2_b \varrho + \Sigma S_b \varepsilon t s \end{aligned}\right\}, \quad (32)$$

aus denen sich X_a und X_b berechnen lassen.

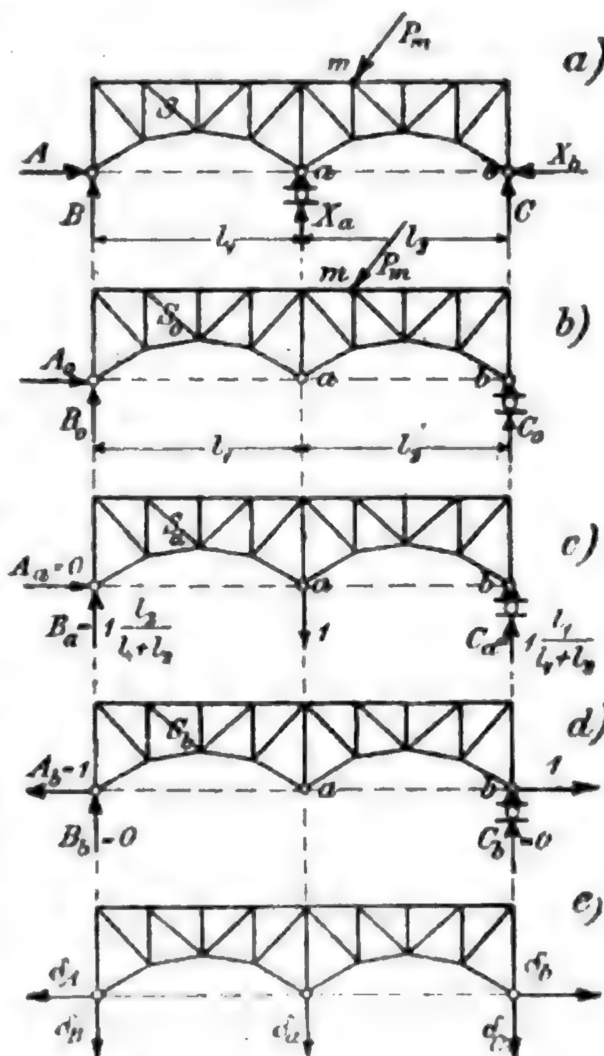
Die Gleichungen (32) können auf eine andere bequeme Form gebracht werden. Es bezeichnet:

$+\delta_{mq}$ die Verschiebung des Angriffspunktes m von P_m in der Richtung und im Sinne dieser Kraft infolge des Zustandes $X_q = -1$;

$+\delta_{pq}$ die Verschiebung des Angriffspunktes p von $X_p = -1$ in der Richtung und im Sinne dieser Kraft infolge des Zustandes $X_q = -1$;

$+\delta_{pt}$ die Verschiebung des Angriffspunktes p von $X_p = -1$ in der Richtung und im Sinne dieser Kraft infolge einer Temperaturänderung der unbelasteten statisch bestimmten Grundform.

Abb. 58.



Bei starren Widerlagern ergibt die Arbeitsgleichung (25)

1) in Anwendung auf den Belastungszustand $X=0$ (Abb. 58b) und die Formänderungen des Zustandes $X_a = -1$ (Abb. 58c) bzw. $X_b = -1$ (Abb. 58d):

$$\left.\begin{aligned} \Sigma P_m \delta_{ma} &= \Sigma S_0 \Delta s_a = \Sigma S_0 S_a \varrho \\ \Sigma P_m \delta_{mb} &= \Sigma S_0 \Delta s_b = \Sigma S_0 S_b \varrho \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad (33)$$

2) auf den Belastungszustand $X_a = -1$ und die Formänderungen des Zustandes $X_a = -1$ bzw. $X_b = -1$:

$$\left.\begin{aligned} \delta_{aa} &= \Sigma S_a \Delta s_a = \Sigma S^2_a \varrho \\ \delta_{ab} &= \Sigma S_a \Delta s_b = \Sigma S_a S_b \varrho \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad (34)$$

3) auf den Belastungszustand $X_b = -1$ und die Formänderungen des Zustandes $X_a = -1$ bzw. $X_b = -1$:

$$\left.\begin{aligned} \delta_{ba} &= \Sigma S_b \Delta s_a = \Sigma S_b S_a \varrho \\ \delta_{bb} &= \Sigma S_b \Delta s_b = \Sigma S^2{}_b \varrho \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (35)$$

4) auf den Belastungszustand $X_a = -1$ bzw. $X_b = -1$ und die Formänderungen δ_t und εts infolge einer Temperaturänderung:

$$\left.\begin{aligned} \delta_{at} &= \Sigma S_a \varepsilon ts \\ \delta_{bt} &= \Sigma S_b \varepsilon ts \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (36)$$

Die Gleichungen (32) gehen jetzt über in:

$$\left.\begin{aligned} \delta_a + L_a &= \Sigma P_m \delta_{ma} - X_a \delta_{aa} - X_b \delta_{ab} + \delta_{at} \\ \delta_b + L_b &= \Sigma P_m \delta_{mb} - X_a \delta_{ba} - X_b \delta_{bb} + \delta_{bt} \end{aligned}\right\} \quad . \quad (37)$$

woraus sich die Unbekannten X berechnen lassen.

Aus Gleichung (34) und (35) folgt noch:

$$\delta_{ab} = \delta_{ba} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (38)$$

oder allgemeiner:

$$\delta_{mn} = \delta_{nm}, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (39)$$

eine Beziehung, in welcher **der Maxwellsche Satz von der Gegenseitigkeit der Formänderungen** ausgesprochen liegt. Er besagt: Die Verschiebung δ_{mn} des Angriffspunktes m von P_m in der Richtung dieser Kraft infolge des Belastungszustandes $P_n = 1$ ist gleich der Verschiebung δ_{nm} des Angriffspunktes n von P_n in der Richtung dieser Kraft infolge des Belastungszustandes $P_m = 1$.

Die Verschiebungen δ lassen sich für viele Fachwerke aus Verschiebungsplänen (S. 107) für die Zustände $X_a = -1$, $X_b = -1$ und den Zustand der Temperaturänderung unschwer ermitteln.

Zur **Berechnung eines statisch unbestimmten Fachwerks** verwandelt man dieses durch Weglassung von Widerständen oder Stäben X in eine statisch bestimmte Grundform, unterwirft diese den Belastungszuständen $X = 0$, $X_a = -1$, $X_b = -1$, $X_c = -1$, ... und dem Zustande der Temperaturänderung und berechnet die Unbekannten X entweder mit Hilfe der Gleichungen

$$\left.\begin{aligned} \delta_a + L_a &= \Sigma S_a S_0 \varrho - X_a \Sigma S^2{}_a \varrho - X_b \Sigma S_a S_b \varrho \\ &\qquad - X_c \Sigma S_a S_c \varrho - \ldots + \Sigma S_a \varepsilon ts \\ \delta_b + L_b &= \Sigma S_b S_0 \varrho - X_a \Sigma S_b S_a \varrho - X_b \Sigma S^2{}_b \varrho \\ &\qquad - X_c \Sigma S_b S_c \varrho - \ldots + \Sigma S_b \varepsilon ts \\ \delta_c + L_c &= \Sigma S_c S_0 \varrho - X_a \Sigma S_c S_a \varrho - X_b \Sigma S_c S_b \varrho \\ &\qquad - X_c \Sigma S^2{}_c \varrho - \ldots + \Sigma S_c \varepsilon ts \\ \ldots\ldots &= \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \end{aligned}\right\} (40)$$

oder bei brauchbaren Verschiebungsplänen mit Hilfe von

$$\left.\begin{aligned} \delta_a + L_a &= \Sigma P_m \delta_{ma} - X_a \delta_{aa} - X_b \delta_{ab} - X_c \delta_{ac} - \ldots + \delta_{at} \\ \delta_b + L_b &= \Sigma P_m \delta_{mb} - X_a \delta_{ba} - X_b \delta_{bb} - X_c \delta_{bc} - \ldots + \delta_{bt} \\ \delta_c + L_c &= \Sigma P_m \delta_{mc} - X_a \delta_{ca} - X_b \delta_{cb} - X_c \delta_{cc} - \ldots + \delta_{ct} \\ \ldots\ldots &= \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \end{aligned}\right\} (40a)$$

Für die Ermittlung der Einflufslinie irgend einer Gröfse C (sei es Stabkraft, Stützendruck, Stützenmoment, Biegungsmoment oder Querkraft) gilt (vgl. Gleichung (29)):

$$C = C_0 - X_a C_a - X_b C_b - X_c C_c - \ldots\ldots \quad (41)$$

hierin ist: C_0 der Wert von C für den Zustand $X = 0$,
C_a, C_b ... der Wert von C für den Zustand $X_a = -1$, $X_b = -1$, ...

Unter Umständen kann die **Einführung einer statisch unbestimmten Grundform** von Nutzen sein; so bei durchgehenden Balken oder bei Hängebrücken mit durchgehenden Versteifungsträgern. Man beseitigt k statisch unbestimmte Gröfsen von n vorhandenen, läfst also $(n-k)$ bestehen. Die Gleichungen zur Berechnung der k statisch unbestimmten Gröfsen erhält man aus der Anwendung der Arbeitsgleichung (25) auf den wirklichen Formänderungszustand und die einzelnen Belastungszustände $X_a = -1, \ldots, X_k = -1$ der $(n-k)$-fach statisch unbestimmten Grundform. Diese Belastungszustände müssen sich aber einfach erledigen lassen. Ist z. B. $k = 1$, so bleibt nur eine Unbekannte X_a übrig.

B. Darstellung der Formänderungen.

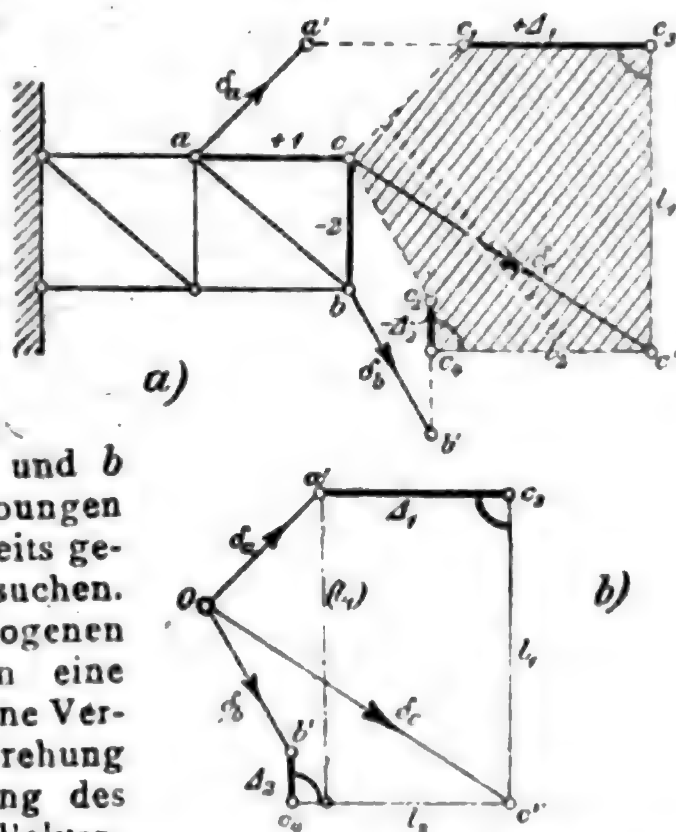
1. Der Williotsche Verschiebungsplan.

Der Williotsche Verschiebungsplan ermöglicht die zeichnerische Darstellung der Knotenpunktverschiebungen δ eines statisch bestimmten Fachwerks für einen bestimmten Belastungszustand. Man berechnet zunächst die Stabkräfte S und die zugehörigen Längenänderungen:

$$\Delta s = \frac{S s}{E F} + \varepsilon t s.$$

Dann führt die fortgesetzte Ermittlung der Verschiebung δ_m eines zweistäbig angeschlossenen Knotenpunktes m zur Konstruktion des Verschiebungsplanes.

Abb. 59.



In Abb. 59a ist der Knoten c durch die Stäbe 1 und 2 an a und b angeschlossen. Die Verschiebungen $\delta_a = a a'$ und $\delta_b = b b'$ sind bereits gefunden, $\delta_c = c c'$ ist noch zu suchen. Die Gesamtbewegung des gezogenen Stabes 1 läfst sich auflösen in eine Parallelverschiebung nach $a' c_1$, eine Verlängerung $\Delta 1 = c_1 c_3$ und eine Drehung von $a' c_3$ nach $a' c'$; die Bewegung des gedrückten Stabes 2 in die Parallelverschiebung nach $b' c_2$, die Verkürzung $\Delta 2 = c_2 c_4$ und die Drehung von $b' c_4$ nach $b' c'$. Da die Formänderungen im Vergleich zu den Stablängen als verschwindend klein gelten, so können auch die Kreisbogen, die c_3 und c_4 bei der Drehung beschreiben, durch die Tangenten in c_3 und c_4, d. i. durch die Lote $l_1 = c_3 c'$ und $l_2 = c_4 c'$, ersetzt werden.

Man zeichnet den schraffierten Teil der Abb. 59a für sich in genügender Vergröfserung (Abb. 59b), indem man von einem Pol O aus

die bereits bekannten Verschiebungen δ_a und δ_b aufträgt, daran die Längenänderungen $\varDelta 1$ und $\varDelta 2$ setzt und die in c_3 und c_4 errichteten Lote l_1 und l_2 in c' zum Schnitt bringt. Die gesuchte Verschiebung δ_c ist gleich dem von O nach c' gerichteten Polstrahl nach Gröfse, Richtung und Sinn. Die Verschiebung eines neuen, zweistäbig angeschlossenen Knotenpunktes zu finden, fährt man in der gleichen Weise fort. Der so entstehende Plan heifst ein **Williotscher Verschiebungsplan.** Die Verschiebungen zweier Punkte müssen jedoch bekannt sind.

Beim Ansetzen der Längenänderungen ist

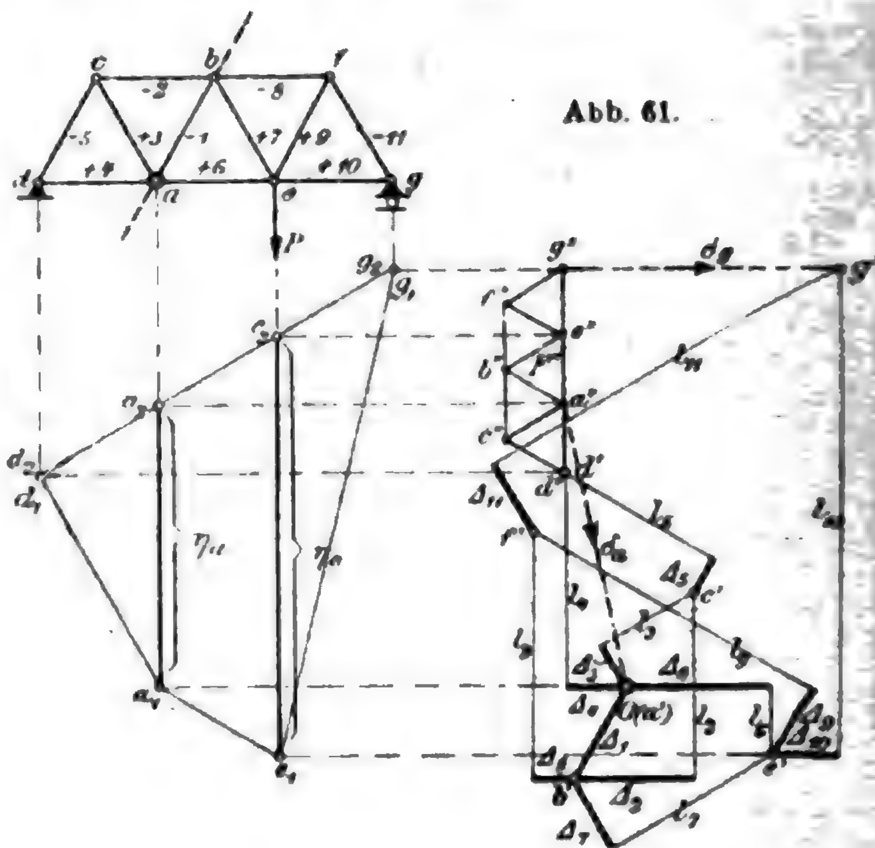
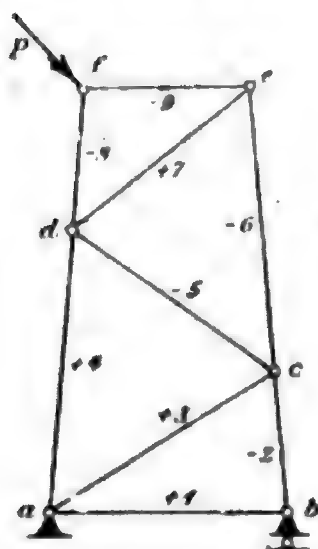
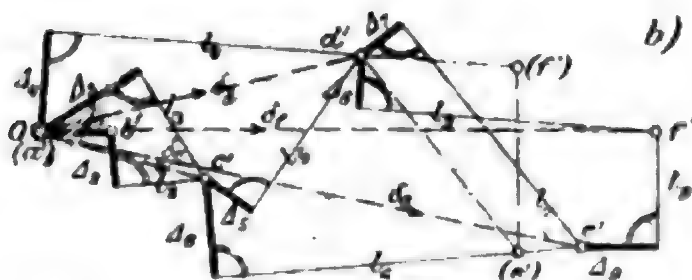


Abb. 60.





auf das Vorzeichen der Spannkräfte zu achten. Bei Punkt c: Stab 1 ist gezogen, also $\varDelta 1$ im Sinne $\overrightarrow{ac}$ einzutragen; Stab 2 ist gedrückt, daher hat $\varDelta 2$ den Sinn $\overrightarrow{cb}$.

Z. B.: In Abb. 60a sind die Verschiebungen von a und b bekannt: $\delta_a = 0$, $\delta_b = + \varDelta 1$. a' fällt mit Pol O zusammen, b' liegt um $\varDelta 1$ nach rechts. Der Williotsche Verschiebungsplan (Abb. 60b) liefert fortlaufend nach Eintragung von:

$\varDelta 2$, $\varDelta 3$, l_2, l_3	die Verschiebung	$\delta_c = Oc'$
$\varDelta 4$, $\varDelta 5$, l_4, l_5	„ „	$\delta_d = Od'$
$\varDelta 6$, $\varDelta 7$, l_6, l_7	„ „	$\delta_e = Oe'$
$\varDelta 8$, $\varDelta 9$, l_8, l_9	„ „	$\delta_f = Of'$.

Lassen sich die Lagen zweier Punkte des deformierten Fachwerks nicht von vornherein angeben, so nimmt man vorläufig die Stützung so an, dafs ein beliebiger mittlerer Knotenpunkt und eine durch ihn gehende Stabrichtung festliegen (Abb. 61: Punkt a und Richtung des Stabes 1). Für die gedachte Stützung wird der Williotsche Plan gezeichnet. Seine Polstrahlen δ' entsprechen aber nicht den wirklichen

Verschiebungen δ. Um diese zu finden, erteilt man den Knoten des unbelasteten Fachwerks noch Verschiebungen δ'', welche die Auflagerbedingungen erfüllen. δ ist die Resultante aus δ' und δ''.

Z. B.: In Abb. 61 ist Knotenpunkt a und Stabrichtung ab festgehalten gedacht. Im Williotschen Plan fällt a' mit Pol O zusammen, b' ist im Sinne $\overrightarrow{ba}$ um $\Delta l = \delta'_b$ von O entfernt; die weitere Zeichnung gibt $\delta'_c = Oc'$, $\delta'_d = Od'$, ... $\delta'_g = Og'$. Die wirkliche Stützung des Trägers legt aber d fest und führt g wagerecht: $\delta_d = 0$ und $\delta_g =$ einer wagerechten Verschiebung. Demnach muſs die Bewegung des unbelasteten Fachwerks so beschaffen sein, daſs erstens ihr Verschiebungsplan $\delta''_d = -\delta'_d$ ergibt, d. h. daſs d'' und d' zusammenfallen, und zweitens g'' mit g' auf einer Wagerechten liegt. Für das unbelastete, daher starre Fachwerk ist $\Delta s = 0$. Nun entspräche im Verschiebungsplan einem starren Stabdreieck def (Abb. 60) ein ähnliches, um 90° gedrehtes Dreieck d' (e') (f') und einem starren Stabe l $(\Delta l = 0)$ sein Lot (l_1) (Abb. 59). Daraus folgt das Auffinden der Verschiebungen δ'' durch Eintragen einer dem Fachwerk ähnlichen, aber um 90° gedrehten Figur $\mathfrak{F}''$, deren Punkt d'' mit d' zusammenfällt, während g'' in der Wagerechten durch g' liegt. Die Bedingung $\delta''_d = -\delta'_d$ sagt, daſs die Verschiebungen δ'' nach dem Pol O gerichtet sind; die δ' gehen vom Pol ab. Die gesuchte wirkliche Verschiebung

δ_c ist als Resultante aus δ'_c und $\delta''_c = c''c'$;
δ_a „ „ „ „ $\delta'_a = 0$ „ $\delta''_a = a''a' = a''O$;
— — — — — — — — — — — — — — — — — —
δ_g „ „ „ „ δ'_g „ $\delta''_g = g''g'$.

Von besonderem Interesse sind die **lotrechten Durchbiegungen** η **des Fachwerks.** Sie sind gleich den Aufrissen der Vollverschiebungen δ und lassen sich übersichtlich auf den Lotrechten durch die Knotenpunkte angeben. η_e ist Durchbiegung des Knotenpunktes e. Der Linienzug $d_1 a_1 e_1 g_1$ wird die **Biegungslinie des Untergurtes** genannt. Für den Obergurt gilt gleiches.

2. Das Stabzugverfahren von Müller-Breslau.*)

Auch das Stabzugverfahren liefert die Knotenpunktverschiebungen δ_m eines Fachwerks. Die Figuren sind übersichtlicher als beim Williotschen Verfahren und genauer, sobald bei diesem die Schnitte der Lote l allzu schleifend ausfallen. Dagegen verlangt das Stabzugverfahren einen gröſseren Aufwand an Zeit.

Man bestimmt für den Stabzug (Abb. 62) die Stabkräfte S, die Längenänderungen Δs, die Winkeländerungen $\Delta\vartheta$ (S. 111) und die Winkel ψ, um die sich die Stäbe drehen. Der Stab s_1 dreht sich um $\psi_1 = 0$, s_2 um $\psi_2 = \psi_1 + \Delta\vartheta_1$, ..., s_m um $\psi_m = \psi_{m-1} + \Delta\vartheta_{m-1}$.

Die Verschiebung δ_m ergibt sich, wenn δ_{m-1} bereits gefunden ist, folgendermaßen (Abb. 62b). Man verschiebt den Stab s_m parallel nach $(m-1)'$, fügt Δs_m an und dreht ihn um ψ_m, wobei m einen Kreisbogen von der Länge $(s_m + \Delta s_m)\psi_m$ beschreibt, an dessen Stelle

*) Gegeben von Müller-Breslau in dem „Beitrag zur Theorie der ebenen elastischen Träger". Z. d. A. u. I. V., Hannover 1888.

genügend genau das Lot tritt, weil es sich nur um verschwindend kleine Formänderungen handelt. Wie beim Williotschen Verfahren stellt man den in Abb. 62b schraffierten Teil in gröfserem Mafsstabe und

Abb. 63.

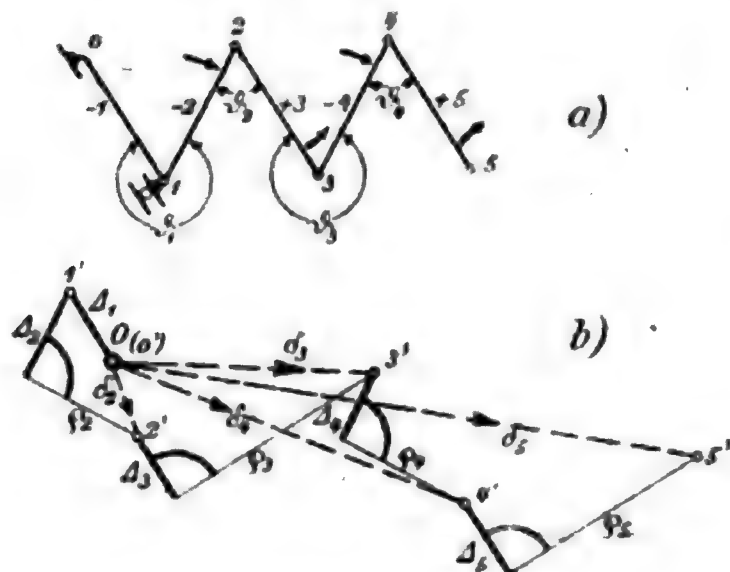


Abb. 62.

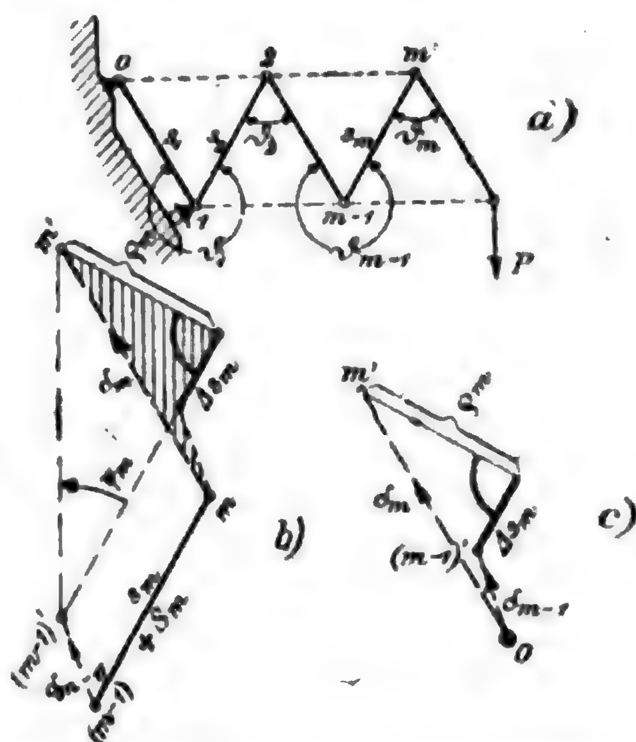
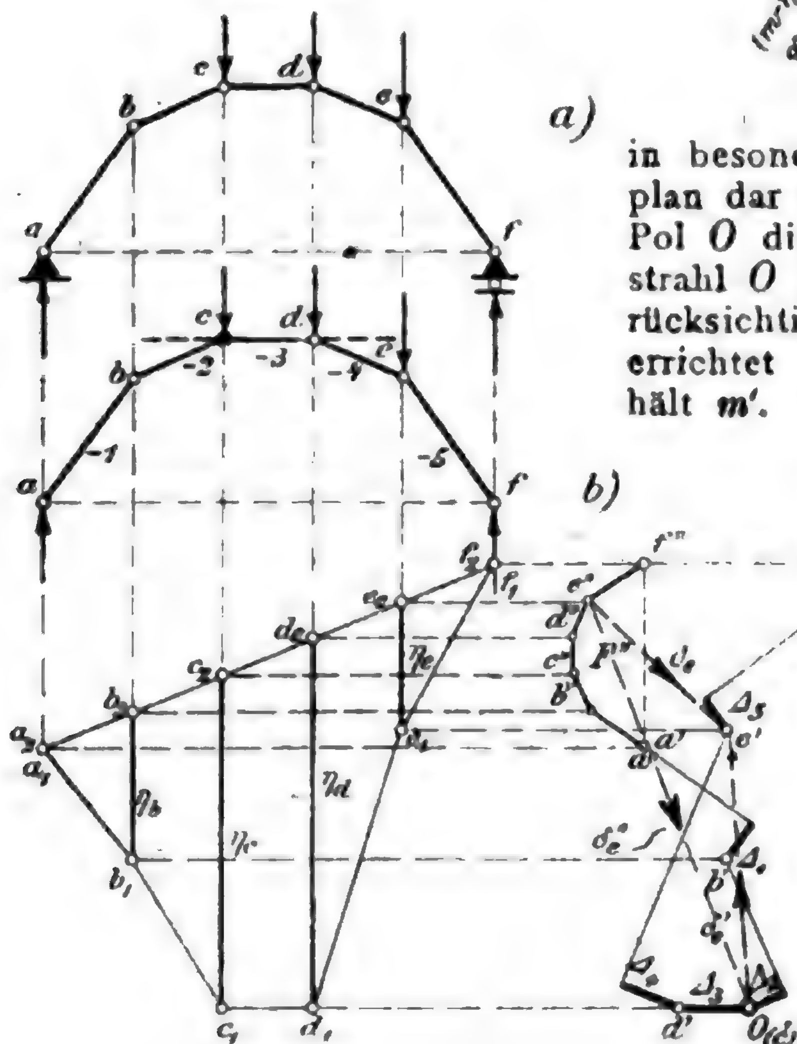


Abb. 64.



in besonderer Figur als Verschiebungsplan dar (Abb. 62c). Man trägt an den Pol O die Verschiebung δ_{m-1} als Polstrahl $O\,(m-1)'$ an, fügt Δs_m mit Berücksichtigung des Vorzeichens hinzu, errichtet das Lot $\varrho_m = s_m \psi_m$ und erhält m'. Der Polstrahl $Om' = \delta_m$ nach Gröfse, Richtung und Sinn. Ebenso verfährt man, um δ_{m+1} zu finden. Zu beachten ist beim Auftragen des Lotes ϱ_m, dafs einem positiven ψ_m in Abb. 62 (s. auch Abb. 63) eine Linksdrehung von s_m entspricht; einem negativen ψ demnach eine Rechtsdrehung.

Der ganze Verschiebungsplan entwickelt sich wie folgt (Abb. 63): $0'$ fällt mit Pol O zusammen; $\delta_1 = \Delta 1 =$ Polstrahl $O1'$; an $1'$ wird $\Delta 2$ und das Lot ϱ_2 angetragen, wodurch $\delta_2 =$ Polstrahl $O2'$ gefunden wird; schliefslich gibt $\Delta 5$ und ϱ_5: $\delta_5 = O5'$. ψ_2 und ψ_4 sind positiv, daher erfahren die Stäbe 3 und 5 eine Linksdrehung, wie der ihnen

zugeschriebene Pfeil anzeigt; ψ_1 und ψ_3 sind negativ und bedingen die Rechtsdrehung von 2 und 4.

Ist der Stabzug anders gelagert (Abb. 64a), so zeichnet man die $\delta'_m = Om'$ vorerst für die gedachte Stützung eines beliebigen Punktes und einer durch ihn gehenden Stabrichtung (Abb. 64b) und nimmt dann mit dem unbelasteten und starren Stabzug eine die Auflagerbedingungen erfüllende Verschiebung $\delta''_m = m''O$ vor. Die Vollverschiebung δ_m ist die Resultante von δ'_m und δ''_m; die lotrechte Durchbiegung η_m ist der Aufrifs auf die Lotrechte (Abb. 64).

Die Berechnung der Winkeländerungen $\Delta\vartheta$ erfordert die **Ermittlung der Winkeländerungen eines Stabdreiecks,** dessen Stabkräfte bekannt sind (Abb. 65). Die Winkeländerungen $\Delta\alpha$ ergeben sich aus den Beziehungen:

$$\left.\begin{aligned} E\,.\,\Delta\alpha_1 &= (\sigma_1 - \sigma_2)\operatorname{cotg}\alpha_3 + (\sigma_1 - \sigma_3)\operatorname{cotg}\alpha_2 \\ E\,.\,\Delta\alpha_2 &= (\sigma_2 - \sigma_3)\operatorname{cotg}\alpha_1 + (\sigma_2 - \sigma_1)\operatorname{cotg}\alpha_3 \\ E\,.\,\Delta\alpha_3 &= (\sigma_3 - \sigma_1)\operatorname{cotg}\alpha_2 + (\sigma_3 - \sigma_2)\operatorname{cotg}\alpha_1 \end{aligned}\right\} \quad . \quad (42)$$

Diese Formeln gelten auch für Temperaturänderungen (Gleichung (26), S. 104). Zur Prüfung dient: $\Delta\alpha_1 + \Delta\alpha_2 + \Delta\alpha_3 = 0$, weil auch nach der Formänderung $\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 = 180^0$ ist.

Abb. 65.

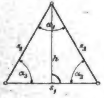
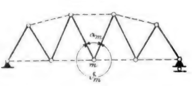


Abb. 66.



Die Aenderungen $\Delta\vartheta_m$ der Stabzugwinkel ϑ_m setzen sich aus den Aenderungen $\Delta\alpha$ zusammen. Soll der Verschiebungsplan der oberen Gurtung gefunden werden, so fällt der Stabzug mit dem Obergurt zusammen. Sind die Verschiebungen sämtlicher Knotenpunkte gesucht, dann müssen alle Knoten im Stabzug liegen (Abb. 66). $\vartheta_m + \alpha_m = 360^0$, und daraus folgt $\Delta\vartheta_m = -\Delta\alpha_m$.

3. Die Methode der elastischen Gewichte.

Das schärfste Verfahren zur Darstellung der Knotenpunktverschiebungen, die Methode der **w-Gewichte,** besteht darin, die Biegungslinie als Seilpolygon von Gewichten w, die in den Knotenpunkten angreifend gedacht sind, zu zeichnen oder zu rechnen. Dieses Verfahren geht davon aus, dafs man jeden beliebigen gebrochenen Linienzug auffassen darf als ein Seileck zu beliebig gerichteten, in bestimmtem Verhältnis stehenden Kräften, deren keine in eine der angrenzenden Seileckseiten fallen darf.

Wird daher die Biegungslinie eines Stabzuges als Seileck paralleler Kräfte w aufgefafst und bedeutet Δy_m die lotrechte Durchbiegung von m (Abb. 67), so erhält man als **Grundformel für das elastische Gewicht w_m:**

$$w_m = \Delta\vartheta_m - \frac{\Delta s_m}{s_m}\operatorname{tg}\beta_m + \frac{\Delta s_{m+1}}{s_{m+1}}\operatorname{tg}\beta_{m+1} \quad . \quad . \quad (43)$$

oder:

$$Ew_m = E\,\Delta\vartheta_m - \sigma_m\operatorname{tg}\beta_m + \sigma_{m+1}\operatorname{tg}\beta_{m+1} \quad . \quad . \quad . \quad (44)$$

Digitized by Google

Für Temperaturänderungen ist $\sigma = \varepsilon E t$ zu setzen.

Der Rechnungsgang ist folgender: Soll für einen bestimmten Belastungszustand des Fachwerks die Biegungslinie gefunden werden, so berechnet man die Spannkräfte S, daraus σ, $\Delta\vartheta$ und die w-Gewichte, zu denen die Biegungslinie als Seileck gezeichnet oder gerechnet wird. Die Auflagerbedingungen bestimmen die Lage der Schlufslinie ss (Abb. 67), indem sie die Gröfse zweier Δy festlegen.

Abb. 67

Wird z. B. die Biegungslinie eines wagerechten Untergurtes verlangt (Abb. 68a), so sind alle $\beta = 0$; $w_m = \Delta\vartheta_m$.

Abb. 68.

Abb. 69.

Die Schlufslinie s (Abb. 68b) ist durch die Auflagerbedingungen, dafs a und b keine lotrechten Verschiebungen erleiden sollen, gegeben. Zur Ermittlung der Biegungslinie des Obergurtes läfst man den Stabzug mit diesem zusammenfallen. Sind sämtliche Knotenpunktverschiebungen darzustellen, dann wird ein Diagonalenstabzug eingeführt (Abb. 66).

Stehen einzelne Wandglieder lotrecht (Abb. 68a), fallen also die Richtungen einzelner w-Gewichte in eine angrenzende Seite des Stab-

-uges, dann versagt das Verfahren, weil $\beta = 90^0$ und $w = \infty$ wird. Man hilft sich (Abb. 68b), indem man die Biegungslinie b_u nur einer Gurtung, etwa des Untergurtes, mit Hilfe der w-Gewichte zeichnet und die Längenänderungen Δh der Lotrechten zu η_u hinzuzählt, denn es ist $\eta_o = \eta_u + \Delta h$. Der Pfosten ist im vorliegenden Fall gedrückt.

Man achte auf **die Anordnung der Mafsstäbe.** Nach Gleichung (43) erhält man die w-Gewichte als Zahlen. Infolge einer Polweite $H = 1$, gemessen im Zahlenmafsstab der elastischen Gewichte, ergeben sich die Durchbiegungen im Längenmafsstab der Netzzeichnung; in Abb. 69b z. B. $1:300$. Polweite $H = 1:300$ (Abb. 69c) liefert die Verschiebungen in natürlicher Gröfse $1:1$; Polweite $H = 1:(300 . 50)$ in Abb. 69d in 50facher Vergröfserung $50:1$. Rechnet man nach Gleichung (44) mit den mit E multiplizierten elastischen Gewichten, die in kg/qcm ausgedrückt sind, dann arbeitet man auch mit der Polweite EH kg/qcm (Abb. 69e).

Zumeist empfiehlt es sich, das **Seileck zu rechnen,** indem man die Durchbiegungen η als Ordinaten der Culmannschen Momentenfläche ansieht. Aus Abb. 69b folgt dann:

$$1 . \eta_m = M_m,$$

gleich dem Biegungsmoment an der Stelle m eines einfachen Balkens von der Stützweite l. Dies ist von allen Verfahren zur Ermittlung der lotrechten Durchbiegungen das genaueste.

Bei symmetrischer Verteilung der w-Gewichte und gleichbleibenden Abständen λ ist die Rechnung besonders einfach (Abb. 68c). Man rechne die Querkräfte von der Mitte aus: $Q_3 = A - w_1 - w_2 = \frac{1}{2} w_3$ usw.

und aus ihnen, von M_1 ausgehend, die Momente:

$$\frac{M_m}{\lambda_m} = \frac{M_{m-1}}{\lambda_m} + Q_m;$$

die Durchbiegungen des Untergurtes sind dann: $\eta_m = \left(\frac{M_m}{\lambda}\right)\lambda.$

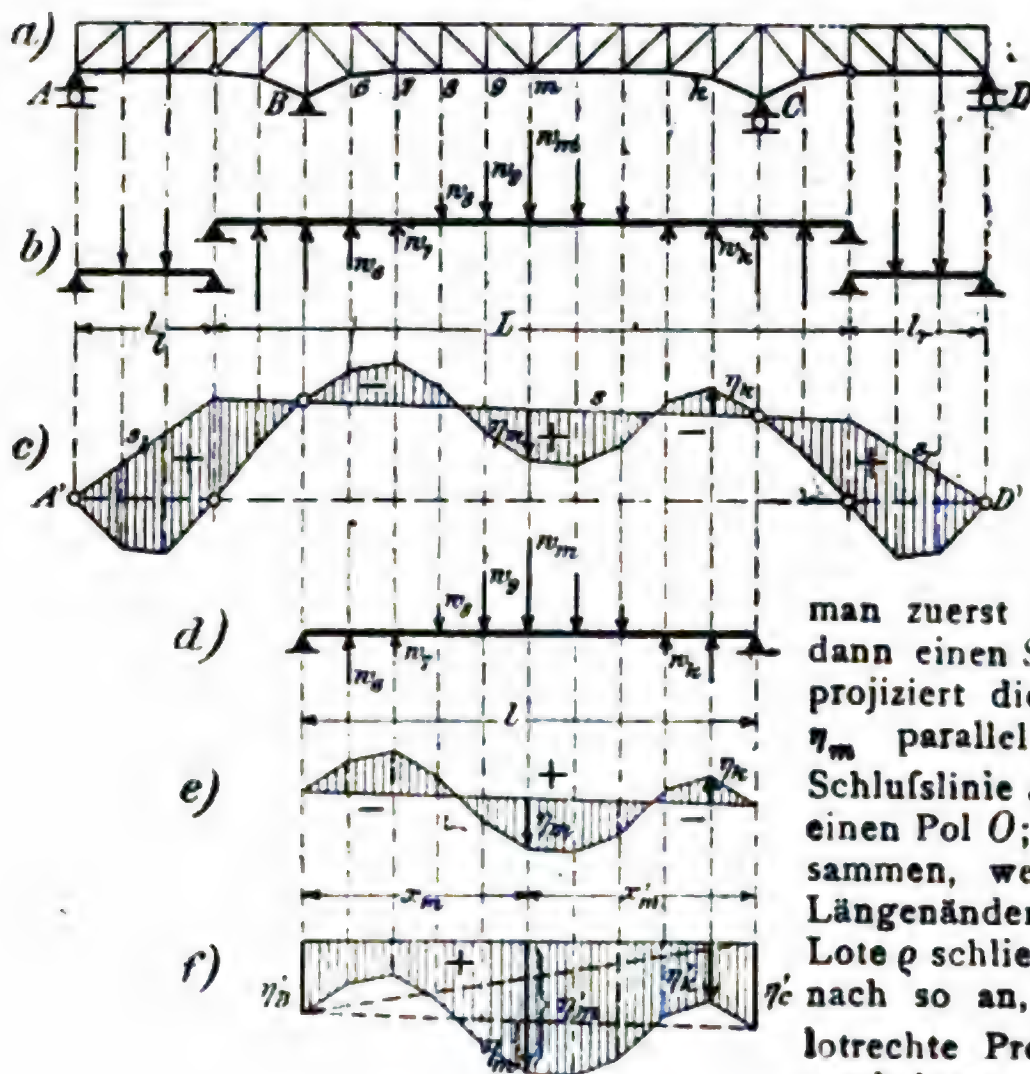
Ist der Träger ein Gerberscher Balken (Abb. 70a) und sollen die Durchbiegungen der unteren Gurtung angegeben werden, so bestimmt man für die drei mit den w-Gewichten belasteten einfachen Balken l_l, L und l_r (Abb. 70b) die Culmannschen Momentenflächen, die von der Geraden $A'D'$ und der Biegungslinie eingeschlossen werden. Die lotrechten Durchbiegungen aber sind zu messen zwischen der Biegungslinie und der gebrochenen Schlufslinie s_l, s, s_r, die den Auflagerbedingungen $\eta_A = \eta_B = \eta_C = \eta_D = 0$ gerecht wird. Die Verschiebung des Knotens m erfolgt um η_m nach unten; die des Punktes k um η_k nach oben (Abb. 70c).

Hätte es sich nur darum gehandelt, die Durchbiegungen in der Mittelöffnung festzustellen, dann genügte es, einen einfachen Balken von der Stützweite l mit den gleichen elastischen Gewichten zu belasten (Abb. 70d); die Ordinaten der Momentenfläche sind gleich den gesuchten Verschiebungen (Abb. 70e). Erleiden die Stützpunkte B und C infolge der Nachgiebigkeit der Widerlager nach unten gerichtete Ver-

schiebungen η'_B und η'_C (Abb. 70f), so sind die Knotenpunktverschiebungen:
$$\eta'_m = \eta_m + \eta'_B \frac{x'_m}{l} + \eta'_C \frac{x_m}{l}.$$

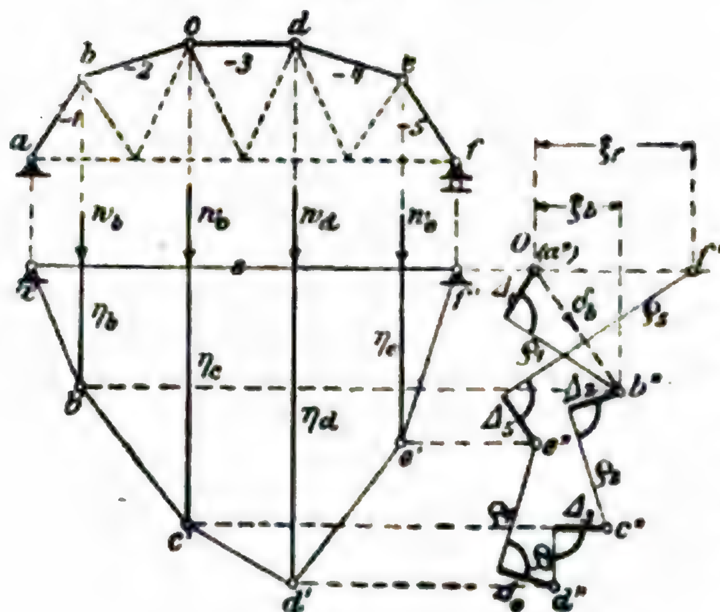
Ebenso kann man für ein l m weites Mittelfeld eines durchgehenden Balkens die Biegungslinie als Momenteneck eines mit den entsprechenden Gewichten w belasteten einfachen Balkens von der Stützweite l finden.

Abb. 70.



Wenn die wirklichen Verschiebungen δ_m gesucht werden (Abb. 71), zeichnet man zuerst die Biegungslinie, dann einen Stabzugplan. Man projiziert die Durchbiegungen η_m parallel zur wagerechten Schlufslinie s und wählt auf s einen Pol O; a'' fällt mit O zusammen, weil $\delta_a = 0$ ist; die Längenänderungen Δs und die Lote ϱ schliefsen sich der Reihe nach so an, dafs die η_m als lotrechte Projektionen der δ_m erscheinen. Gleichzeitig erhält man die wagerechten Knotenpunktverschiebungen ξ_m. Die Lote ϱ brauchen nicht gerechnet zu werden.

Abb. 71.



Die Berechnung der w-Gewichte irgend einer aus einfachem Dreiecknetz bestehenden Trägerart erfolgt am raschesten und einfachsten **nach dem Verfahren von Müller-Breslau.** Die Werte w treten dabei nur als Funktionen der Längenänderungen Δs auf; die Winkeländerungen $\Delta\vartheta$ brauchen nicht ermittelt zu werden.

Man bringt an einem Dreieck des Fachwerks die im Gleichgewicht befindlichen, gedachten Belastungen $\frac{1}{\lambda_m}$, $\frac{1}{\lambda_{m+1}}$ und $\frac{1}{\lambda_m} + \frac{1}{\lambda_{m+1}}$ an (Abb. 72 c) und stellt für diesen willkürlichen Belastungszustand $\frac{1}{\lambda}$ mit den Spannkräften μ (Abb. 72 c und d) und für den wirklichen Formänderungszustand (Δs und η) (Abb. 72 a und b) die Arbeitsgleichung (25) auf. Das gibt für das elastische Gewicht eines unteren Knotenpunktes m den bequemen Wert:

$$w_m = \Sigma \mu \Delta s \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (45)$$

Abb. 72.

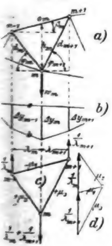


Abb. 73.

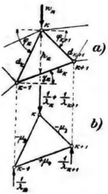
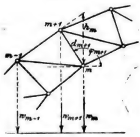


Abb. 74.



Daraus folgt, wenn

$$\Delta o \sec \beta = \Delta' o,$$
$$\Delta u \sec \gamma = \Delta' u$$
$$\text{und} \quad \Delta d \sec \varphi = \Delta' d$$

gesetzt wird, das w-Gewicht für einen unteren Knotenpunkt:

$$w_m = \frac{-\Delta' o_m + \Delta' d_m + \Delta' d_{m+1}}{h_m} \quad (46)$$

für einen oberen Knotenpunkt k (Abb. 73)

$$w_k = \frac{\Delta' u_k - \Delta' d_k - \Delta' d_{k+1}}{h_k} \quad . \quad . \quad . \quad (47)$$

Dient die Biegungslinie der Berechnung statisch unbestimmter Formen, so darf der Einflufs der Füllungsstäbe vernachlässigt und das **w-Gewicht vereinfacht** werden:

$$w_m = -\frac{\Delta' o_m}{h_m} \quad \text{und} \quad w_k = \frac{\Delta' u_k}{h_k} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (48)$$

Bei Bogenbrücken kann es vorkommen, dafs der Neigungswinkel φ mehrerer Diagonalen ein stumpfer wird (Abb. 74); man achte darauf, dafs der fragliche Wert $\Delta' d$ das Vorzeichen wechselt, sobald sec φ negativ wird. h_m ist zwischen m und der Richtung $(m-1)$ $(m+1)$ zu messen! Beim Zeichnen des Seilecks ist die unregelmäfsige Reihenfolge der elastischen Gewichte zu berücksichtigen.

Digitized by Google

Die Gleichungen (46) bis (48) für die w-Gewichte haben kein Gültigkeit für Fachwerke mit Pfosten, weil sec $90^0 = \infty$ ist. Man benutzt dann die folgenden, auf ähnlichem Wege abgeleiteten Formeln die den Einfluſs der Füllungsstäbe vernachlässigen. In den Abb. 75 bis 78 sind jedoch alle bei dem jeweiligen Belastungszustande $\frac{1}{\lambda}$ beanspruchten und zum unverkürzten w-Gewicht beitragenden Stäbe voll ausgezogen.

Gewichte w für einen unteren Knotenpunkt:

a) Linkssteigende Streben (Abb. (75a)

$$w_m = \frac{1}{h_m}(-\Delta' o_m + \Delta' u_{m+1}) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (49)$$

b) Rechtssteigende Streben (Abb. 75b)

$$w_m = \frac{1}{h_m}(-\Delta' o_{m+1} + \Delta' u_m) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (50)$$

c) Links—rechts steigende Streben (Abb. 76a)

$$w_m = \frac{1}{h_m}(-\Delta' o_m - \Delta' o_{m+1}) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (51)$$

d) Rechts—links steigende Streben (Abb. 76b)

$$w_m = \frac{1}{h_m}(\Delta' u_m + \Delta' u_{m+1}) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (52)$$

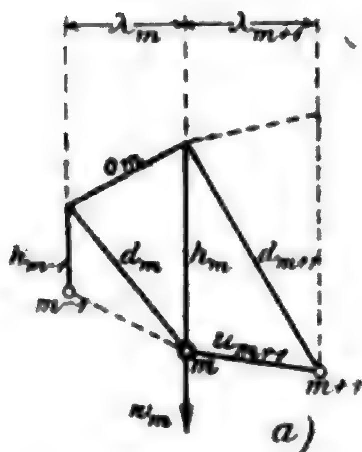
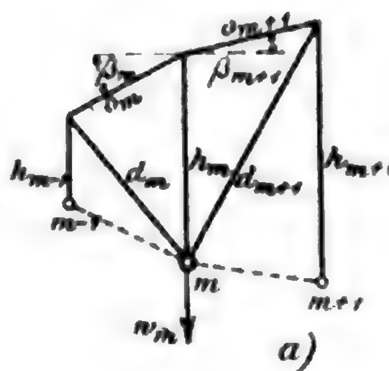
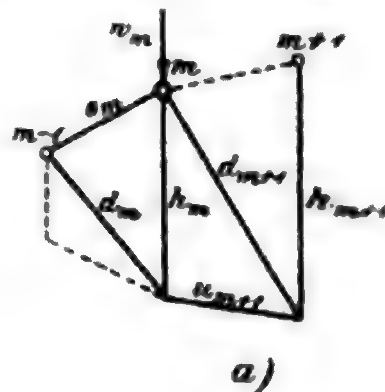
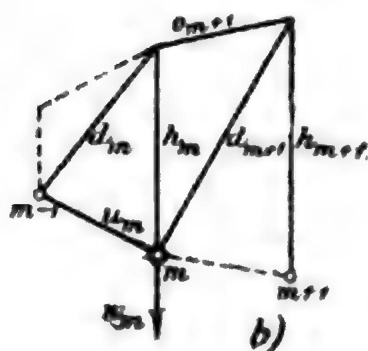
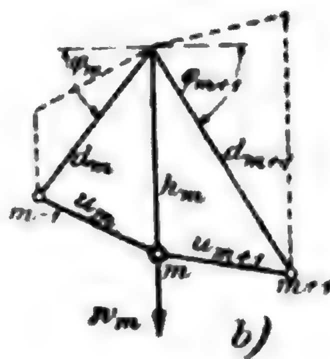
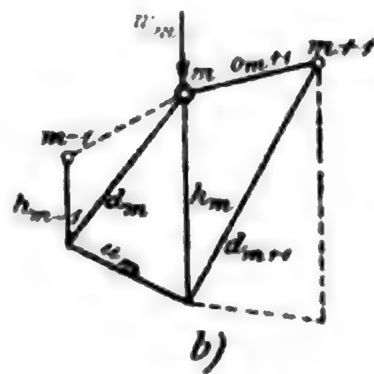







Abb. 75. Abb. 76. Abb. 77.

Gewichte w für einen oberen Knotenpunkt:

a) Linkssteigende Streben (Abb. 77a)

$$w_m = \frac{1}{h_m}(-\Delta' o_m + \Delta' u_{m+1}) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (53)$$

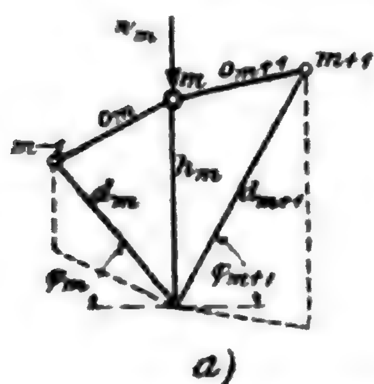
b) Rechtssteigende Streben (Abb. 77 b)

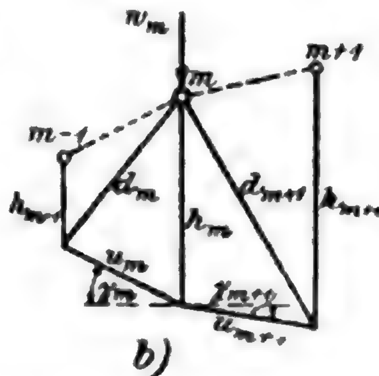
$$w_m = \frac{1}{h_m} (- \Delta' o_{m+1} + \Delta' u_m) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (54)$$

c) Links—rechts steigende Streben (Abb. 78 a)

$$w_m = \frac{1}{h_m} (- \Delta' o_m - \Delta' o_{m+1}) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (55)$$

Abb. 78.





d) Rechts—links steigende Streben (Abb. 78 b)

$$w_m = \frac{1}{h_m} (\Delta' u_m + \Delta' u_{m+1}) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (56)$$

4. Darstellung der Formänderungen biegungsfester Stäbe.

Die Achse eines biegungsfesten Stabes (Abb. 79) wird durch ein Vieleck ersetzt (Abb. 79 a), so dafs ein Stabzug mit starren Knoten entsteht, auf dessen Ecken die Lasten wirken. Das für den gelenkigen Stabzug gültige Verfahren erleidet eine entsprechende Abänderung.

Abb. 79.

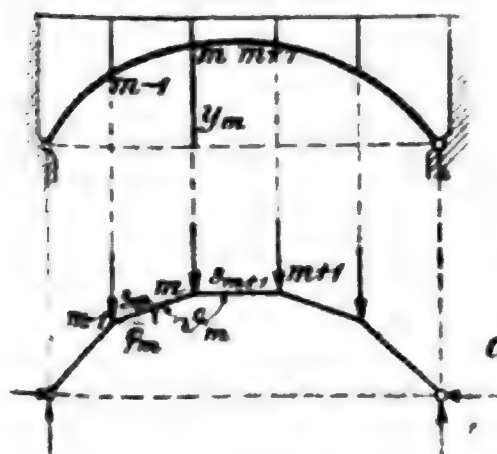
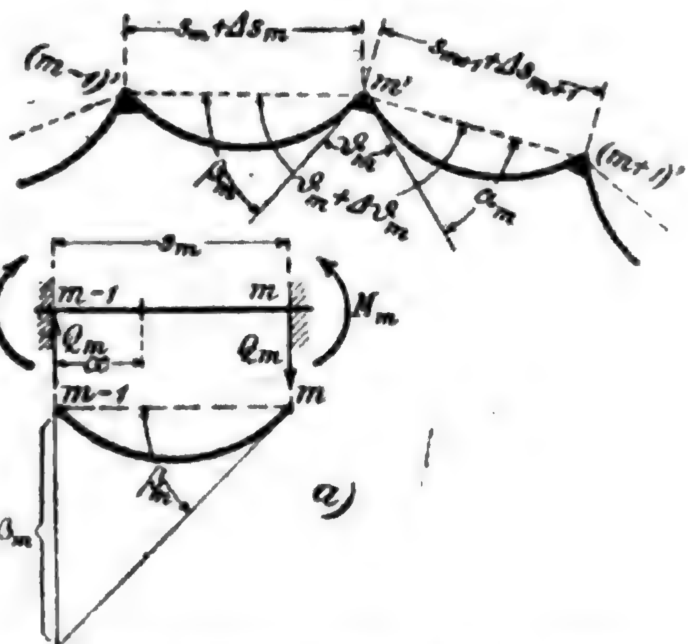


Abb. 80.



Die Stabstücke $(m-1)\,m$ verhalten sich wie beiderseits von Einspannungsmomenten M_{m-1} und M_m erfaßte und gebogene Stäbe (Abb. 80 a). Diese Momente erzeugen an irgend einer Stelle im Stab s_m die Querkraft:

$$Q_m = \frac{M_m - M_{m-1}}{s_m}.$$

Die Winkeländerung am Knoten wird: $\Delta\vartheta_m = \alpha_m + \beta_m$.

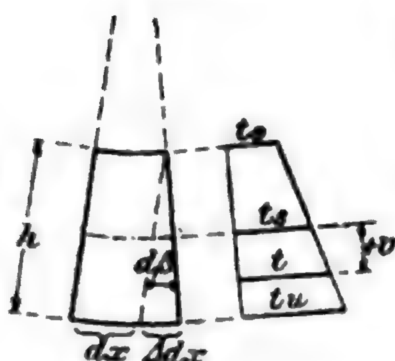
Wenn J_m einen Mittelwert für das Trägheitsmoment des Stabes s_m bedeutet (Abb. 80a), so ergibt sich (I. Bd., 4. Abschn., Festigkeitslehre):

$$\beta_m = \frac{M_{m-1} + 2\,M_m}{6\,E\,J_m}\,s_m \quad \text{und} \quad \alpha_m = \frac{M_{m+1} + 2\,M_m}{6\,E\,J_{m+1}}\,s_{m+1} \quad (57)$$

Die Schubkräfte Q liefern die Beiträge

$$\beta_{m\,Q} = \frac{M_m - M_{m-1}}{G\,.\,F_{s\,m}\,s_m} \quad \text{und} \quad \alpha_{m\,Q} = \frac{M_m - M_{m+1}}{G\,.\,F_{s\,(m+1)}\,s_{m+1}}, \quad (58)$$

Abb. 81.



worin G die Gleitzahl und F_s den Stehblechquerschnitt des fraglichen Stabteiles bezeichnet (I. Bd., 4. Abschn., Festigkeitslehre).

Ist der Stab einer ungleichmäßigen Temperaturänderung ausgesetzt (Abb. 81), so werden die Ausschlagwinkel beeinflußt mit:

$$\left.\begin{aligned} \beta_{m\,t} &= \varepsilon\,(t_{u\,m} - t_{o\,m})\,\frac{s_m}{2\,h_m} \quad \text{und} \\ \alpha_{m\,t} &= \varepsilon\,(t_{u\,(m+1)} - t_{o\,(m+1)})\,\frac{s_{m+1}}{2\,h_{m+1}} \end{aligned}\right\} \quad (59)$$

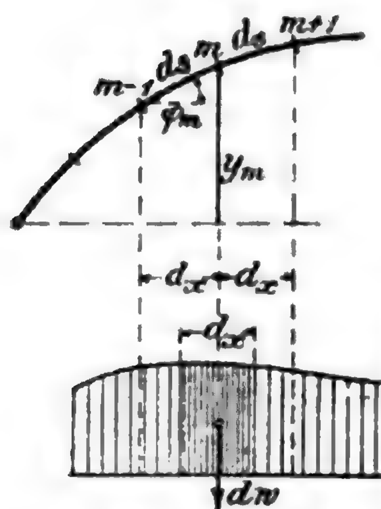
Bei einer positiven Längskraft N und einer Temperaturänderung t_s für die Stabachse wird:

$$\frac{\Delta s_m}{s_m} = \frac{N_m}{E\,F_m} + \varepsilon\,t_{s\,m} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (60)$$

Demnach setzen sich **die elastischen Gewichte** (Gleichung (43), S. 111) **für den biegungsfesten Stabzug** (Abb. 79a) wie folgt zusammen:

$$\left.\begin{aligned} w_m = \Delta\vartheta_m &- \left(\frac{N_m}{E\,F_m} + \varepsilon\,t_{s\,m}\right)\operatorname{tg}\varphi_m \\ &+ \left(\frac{N_{m+1}}{E\,F_{m+1}} + \varepsilon\,t_{s\,(m+1)}\right)\operatorname{tg}\varphi_{m+1} \end{aligned}\right\}, \quad (61)$$

Abb. 82.



worin:

$$\Delta\vartheta_m = \alpha_m + \alpha_{m\,Q} + \alpha_{m\,t} + \beta_m + \beta_{m\,Q} + \beta_{m\,t}.$$

Nach den w-Gewichten ermittelt man die lotrechten Durchbiegungen η oder die wirklichen Verschiebungen δ des biegungsfesten Stabzuges in der gleichen Weise wie für den gelenkigen Stabzug (S. 109). Werden die Biegungslinien zur Untersuchung statisch unbestimmter Größen X verwertet, dann kann man die Beiträge von Q und N zum w-Gewicht aufser acht lassen.

Wenn die Stabstücke s unendlich klein werden, erhält man den stetig gekrümmten Stab (Abb. 82); es wird:

$s_m = s_{m+1} = ds, \quad J_m = J_{m+1} = J, \quad M_{m-1} = M_m = M_{m+1} = M,$

und bei Vernachlässigung der Schub- und Längskräfte folgt

$$dw = \frac{M}{EJ}\,ds + \varepsilon\,\frac{t_u - t_o}{h}\,ds + \varepsilon\,d\,(t_s\operatorname{tg}\varphi) \quad . \quad . \quad (62)$$

Die Biegungslinie des stetig gekrümmten Bogens ist daher das Seileck zu den w-Gewichten:

$$dw = \frac{M}{EJ\cos\varphi}\,dx + \varepsilon\,\frac{t_u - t_o}{h\cos\varphi}\,dx + \varepsilon\,t_s\,\frac{d^2y}{dx^2}\,dx \quad (63)$$

Aus dem Bogen geht der **einfache vollwandige Balken** hervor, wenn $\varphi = 0$ wird. Der Einfluß der Längskräfte verschwindet, und die endlichen Gewichte nehmen die Form an:

$$w = \frac{dw}{dx}\,\lambda = \frac{M}{EJ}\,\lambda + \varepsilon\,\frac{t_u - t_o}{h}\,\lambda \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (64)$$

d. h. man findet die Durchbiegung oder die elastische Linie des einfachen vollwandigen Balkens, indem man zu einer Belastungsfläche mit den Ordinaten $\frac{dw}{dx}$ das Seileck ermittelt. Die Polweite 1 läfst die Durchbiegungen η im Längenmafsstab des Träger-

Abb. 83.

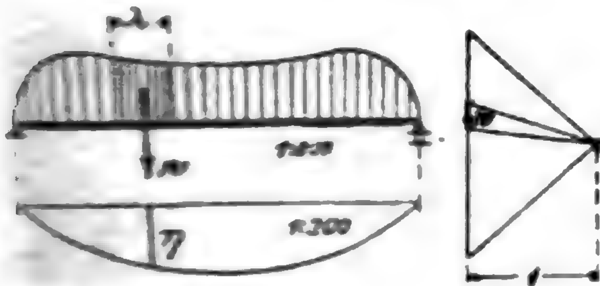
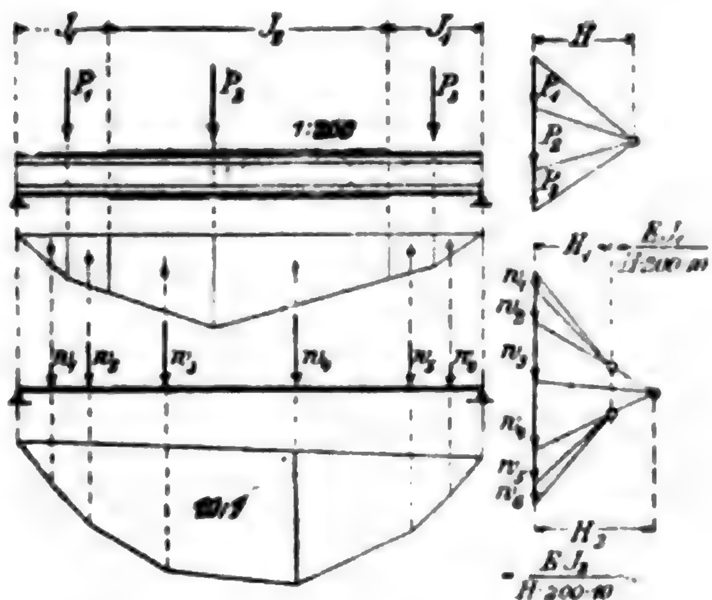


Abb. 84.



bildes erscheinen (Abb. 83). Bezüglich der Mafsstäbe gilt das auf S. 113 Gesagte.

Für den Balken veränderlichen Querschnitts ist es besser, die Belastungsordinaten w und die Polweite H mit EJ_c zu multiplizieren — unter J_c ein beliebiges unveränderliches Trägheitsmoment verstanden; man erhält die endlichen Gewichte:

$$w = M\,\frac{J_c}{J}\,\lambda + \varepsilon\,E\,J_c\,\frac{t_u - t_o}{h}\,\lambda \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (65)$$

(I. Bd., 4. Abschn., Festigkeitslehre). Den Einfluß der Schubkräfte auf die Durchbiegung zu beurteilen, genügt es meistens, eine Ordinate für die Balkenmitte auszurechnen nach der Formel (I. Bd. wie oben):

$$\eta = \frac{M_{max}}{G\,.\,F_s}, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (66)$$

worin M_{max} das für den fraglichen Belastungsfall entstehende größte Moment des einfachen Balkens ist, G die Gleitzahl, F_s der Stehblechquerschnitt. Das gilt für den einfachen, für den auf einer Seite eingespannten, auf der anderen beweglich gelagerten und für den beiderseits eingespannten Balken wie auch für eine Oeffnung des durchgehenden Trägers.

Ist für einen Balken mit veränderlichem Querschnitt die Biegung linie nur infolge der Momente verschiedener Belastungsfälle gesuch dann ist es besser, als Belastungsfläche die jeweilige Momentenfläch zu wählen und das Seileck mit verschiedenen Polweiten $1\,EJ_m$ z zeichnen. Die mit der Polweite H gezeichnete Momentenfläche i Abb. 84 wird nach ihren Ecken und nach den verschiedenen Werten des Balkens in Trapeze geteilt, deren Inhalte als Gewichte w anzusehe sind. Dann zeichnet man für jedes Balkenstück gleichen Trägheit momentes das Seileck mit der zugehörigen Polweite $H_m = \frac{EJ_m}{H \cdot 200 \cdot 10}$ wenn die Durchbiegungen in 10facher Vergröſserung erhalten werde sollen.

Man beachte, daſs bei Berechnung der Durchbiegungen die **Trägheitsmomente J ohne Abzug der Nietlöcher** gerechnet werden.

C. Das Castiglianosche Prinzip der kleinsten Formänderungsarbeit.

Für ein statisch unbestimmtes Fachwerk auf starren Stützen is nach Gleichung (41): $S = S_0 - X_a S_a - X_b S_b - \ldots$ und nach Gleichung (30) und (31):

$$\Sigma S_a \Delta s = 0, \qquad \Sigma S_b \Delta s = 0 \quad . \; . \; . \quad (67)$$

Differentiiert man die Gleichung für S partiell, so gehen die Gleichungen (67) über in:

$$\left.\begin{aligned} \frac{\partial A}{\partial X_a} &= \Sigma \frac{\partial S}{\partial X_a} \Delta s = \Sigma \frac{\partial S}{\partial X_a}\left(\frac{Ss}{EF} + \varepsilon t s\right) = 0 \\ \frac{\partial A}{\partial X_b} &= \Sigma \frac{\partial S}{\partial X_b} \Delta s = \Sigma \frac{\partial S}{\partial X_b}\left(\frac{Ss}{EF} + \varepsilon t s\right) = 0 \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \end{aligned}\right| , \quad (68)$$

worin:

$$A = \Sigma \frac{S^2 s}{2EF} + \Sigma \varepsilon t S s \quad . \; . \; . \quad (69)$$

d. h. gleich der wirklichen Formänderungsarbeit des Fachwerks (I. Bd. 4. Abschn., Festigkeitslehre). Der in Gleichung (68) enthaltene **Castiglianosche Satz** lautet: Bei starren Stützen sind die statisch unbestimmten Gröſsen so zu bestimmen, daß sie die wirkliche Formänderungsarbeit A des Fachwerks zu einem Minimum machen.

Die Anwendung der Arbeitsgleichung (25) auf einen statisch bestimmten Träger (Abb. 57) ergab für die Verschiebung δ_m:

$$1 \cdot \delta_m = \Sigma \bar{S} \Delta s.$$

Die wirklichen Stabkräfte sind $S = S_1 P_1 + S_2 P_2 + \ldots$, worin S_m einem Belastungszustande $P_m = 1$ entspricht. Die partielle Differentiation dieser Gleichung gestattet die Gleichung für δ_m umzuformen in:

$$\delta_m = \Sigma \frac{\partial S}{\partial P_m} \Delta s = \frac{\partial A}{\partial P_m} \quad . \; . \; . \; . \; . \quad (70)$$

Der entsprechende **Castiglianosche Satz** heifst: Bei starren Stützen ist die Verschiebung δ_m des Angriffspunktes von P_m gleich der nach P_m gebildeten teilweise Abgeleiteten der wirklichen Formänderungsarbeit des statisch bestimmten Hauptnetzes.

Das Castiglianosche Prinzip eignet sich nur zur Untersuchung fester und einfacher Belastungszustände. Handelt es sich um Einflufslinien, so benutze man die Elastizitätsgleichungen (40) u. (40a) auf S. 106.

Man beachte bei der Anwendung der Sätze, dafs zunächst die Gleichgewichtsbedingungen befriedigt werden.

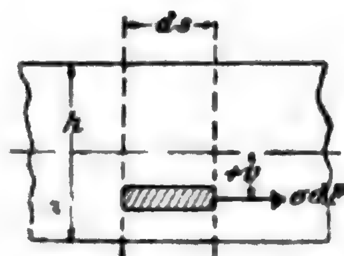
Die Querschnitte müssen geschätzt werden. Von Vorteil ist es, bei der Ausrechnung nach Möglichkeit **Querschnittsverhältnisse** einzuführen. Wie man die Momente und Achsialkräfte positiv und negativ wählt, ist gleichgültig, denn der Ausdruck für die Formänderungsarbeit A enthält die Quadrate.

D. Uebergang vom gegliederten zum vollwandigen Tragwerk.

Das Prinzip der virtuellen Verschiebungen (Gleichung 25) gilt für beliebige isotrope Körper (I. Bd.). Daher steht der für das Fachwerk gültigen Bedingung

$$\Sigma \bar{Q}\,\delta = \Sigma \frac{\bar{S} S s}{EF} + \Sigma \varepsilon t \bar{S} s$$

Abb. 85.



bei dem längs beanspruchten Stabwerk die Gleichung gegenüber

$$\Sigma \bar{Q}\,\delta = \int \frac{\bar{\sigma}\sigma}{E}\,dV + \int \varepsilon t \bar{\sigma}\,dV,$$

worin (Abb. 85) σ die Normalspannung eines Querschnittselements dF des Stabes, $dV = dF \cdot ds$ und ds die zwischen zwei Querschnitten als gleichbleibend angesehene Länge eines Stabteilchens ist. Es entsprechen deshalb den Beziehungen für das Fachwerk:

$$\left.\begin{array}{l} \delta_{mq} = \Sigma S_0 S_q \dfrac{s}{EF}, \quad \delta_{pq} = \Sigma S_p S_q \dfrac{s}{EF}, \quad \delta_{pt} = \Sigma \varepsilon t S_p s \\ \text{und} \qquad A = \Sigma \dfrac{S^2 s}{2EF} + \Sigma \varepsilon t S s, \end{array}\right\} \quad (71)$$

im vollwandigen Tragwerk, auf dessen Querschnitte Längskräfte N und Momente M wirken, die Ausdrücke:

$$\left.\begin{array}{l} \delta_{mq} = \displaystyle\int \frac{N_0 N_q}{EF}\,ds + \int \frac{M_0 M_q}{EJ}\,ds, \\ \delta_{pq} = \displaystyle\int \frac{N_p N_q}{EF}\,ds + \int \frac{M_p M_q}{EJ}\,ds, \\ \delta_{pt} = \displaystyle\int \varepsilon t_s N_p\,ds + \int \varepsilon \frac{t_u - t_o}{h} M_p\,ds \\ \text{[mit Rücksicht auf ungleichmäfsige Erwärmung des Stabes (Abb. 81, S. 118)] und für die wirkliche Formänderungsarbeit} \\ A = \displaystyle\int \frac{N^2 ds}{2EF} + \int \frac{M^2 ds}{2EJ} + \int \varepsilon t_s N\,ds + \int \varepsilon \frac{t_u - t_o}{h} M\,ds \end{array}\right\} (72)$$

Für den des öfteren vorliegenden Fall der Berechnung einer statisch unbestimmten Form, die sowohl aus fachwerkartigen als auch aus vollwandigen Teilen besteht (Abb. 86 z. B., Zweigelenkbogen mit sehr geringer Pfostenhöhe im Scheitel), benutzt man die Elastizitätsgleichungen (40a, S. 106), schreibt aber die Verschiebungen in folgender Form; hierbei gelten die Summen für die Stäbe des Fachwerks, die Integrale für die vollwandigen Teile:

Abb. 86.

$$\left.\begin{aligned}\delta_{mq} &= \Sigma S_0 S_q \frac{s}{EF} + \int \frac{N_0 N_q}{EF} ds + \int \frac{M_0 M_q}{EJ} ds \\ \delta_{pq} &= \Sigma S_p S_q \frac{s}{EF} + \int \frac{N_p N_q}{EF} ds + \int \frac{M_p M_q}{EJ} ds \\ \delta_{pt} &= \Sigma \varepsilon t S_p s + \int \varepsilon t_s N_p ds + \int \varepsilon \frac{t_u - t_o}{h} M_p ds\end{aligned}\right\} \quad (73)$$

Die Formänderungsarbeit nimmt den Wert an:

$$A = \Sigma \frac{S^2 s}{2EF} + \int \frac{N^2 ds}{2EF} + \int \frac{M^2 ds}{2EJ} + \Sigma \varepsilon t S s + \int \varepsilon t_s N ds + \int \varepsilon \frac{t_u - t_o}{h} M ds \quad . \ . \ (74)$$

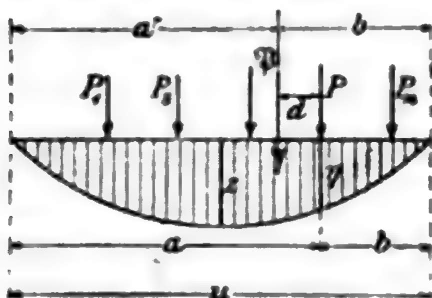
Nach dem Satz vom Minimum der Formänderungsarbeit ergibt sich bei starren Widerlagern:

$$0 = \frac{\partial A}{\partial X} = \Sigma \frac{Ss}{EF} \frac{\partial S}{\partial X} + \int \frac{N}{EF} \frac{\partial N}{\partial X} ds + \int \frac{M}{EJ} \frac{\partial M}{\partial X} ds + \Sigma \varepsilon t s \frac{\partial S}{\partial X} + \int \varepsilon t_s \frac{\partial N}{\partial X} ds + \int \varepsilon \frac{t_u - t_o}{h} \frac{\partial M}{\partial X} ds \quad (75)$$

E. Parabelförmige Einflufslinien.*)

Ist die Einflufslinie einer Gröfse Y eine Parabel vom Pfeile z und der Weite u (Abb. 87), dann ist die Wirkung des Lastzuges:

Abb. 87.



$$Y = \sum_1^u P\eta = \frac{4z}{u^2} \sum_1^u P(a' + d)(b' - d).$$

Mit den Bezeichnungen

$$\mathfrak{P}_u = \sum_1^u P \text{ und } \mathfrak{T}_u = \sum_1^u P d^2$$

erhält man:

$$Y_{max} = P_i \cdot z \quad . \ . \ . \ (76)$$

Die Last $P_i = \mathfrak{P}_u - \frac{\mathfrak{T}_u}{\left(\frac{u}{2}\right)^2}$ erzeugt also, in $\frac{u}{2}$ stehend, dasselbe Y_{max} wie der vorgeschriebene Lastzug.

*) Müller-Breslau, Graphische Statik der Baukonstruktionen, Bd. II, 2. Abteilung. Abschn. VI.

Tafel der Werte P_i für parabelförmige Einflufslinien.*)

Lastzug I: Lokomotive—Tender—Lokomotive—Tender—Güterwagen,
Lastzug II: Tender—Lokomotive—Lokomotive—Tender—Güterwagen,
Lastzug III: Tender—Lokomotive—Tender—Lokomotive—Güterwagen,
Lastzug IV: Lokomotive—Lokomotive—Tender—Güterwagen.

u m	P_i t	$\frac{\Delta P_i}{\Delta u}$	Lastzug	Zahl n der Lasten
5	43,3 (38,7)		I	3
		6,2 (8,1)		
6	49,5 (46,8)		I	4
		6,0 (5,6)		
7	55,5 (52,4)		I	4
		5,6 (8,7)		
8	61,1		I	5
		5,0		
9	66,1		I	5
		3,6		
10	69,7		I	5
		2,7		
11	72,4		I	5
		2,0		
12	74,4		I	5
		1,5		
13	75,9		I	5
		1,3		
14	77,2		I	6
		2,7		
15	79,9		I	6
		3,7		
16	83,6		I	7
		4,3		
17	87,9		I	8
		3,9		
18	91,8		I	8
		3,3		
19	95,1		I	8
		6		
20	101		IV	10
		7		
21	108		IV	10
		5		
22	113		IV	10
		5		
23	118		IV	10
		4		
24	122		IV	10
		4		
25	126		IV	10
		3		
26	129		IV	11
		4		
27	133		IV	11
		4		
28	137		IV	12
		6		
29	143		IV	13
		3		

u m	P_i t	$\frac{\Delta P_i}{\Delta u}$	Lastzug	Zahl n der Lasten
30	146		IV	13
		4		
32	154		II	14
		4,5		
34	163		II	15
		4,5		
36	172		II	16
		4		
38	180		II	16
		4		
40	188		II	17
		3,5		
42	195		II	17
		3,5		
44	202		II	18
		3		
46	208		II	19
		3		
48	214		II	19
		3		
50	220		II	20
		3		
52	226		II	20
		3		
54	232		II	21
		3		
56	238		II	21
		2,5		
58	243		II	22
		2,5		
60	248		II	22
		3		
62	254		II	23
		2,5		
64	259		II	23
		3		
66	265		II	24
		3		
68	270		III	25
		2,5		
70	275		III	26
		2,5		
72	280		III	26
		2,5		
74	285		III	26
		3		
76	291		III	27
		2,5		
78	296		III	27
		2,5		
80	301		III	28
		2,5		
82	306		III	29
		2,5		
84	311		III	29
		2,5		
86	316		III	30
		3		
88	322		III	30
		2,5		

*) Mit Erlaubnis des Herrn Verfassers entnommen aus: Müller-Breslau, Graphische Statik, II. Bd., 2. Abteilung.

u m	P_i t	$\frac{\Delta P_i}{\Delta u}$	Last-zug	Zahl n der Lasten	u m	P_i t	$\frac{\Delta P_i}{\Delta u}$	Last-zug	Zahl n der Lasten
90	327	2,5	III	31	160	510	3	III	53
92	332	2,5	III	32	162	516	2,5	III	54
94	337	2,5	III	32	164	521	3	III	54
96	342	2,5	III	33	166	527	2,5	III	55
98	347	2,5	III	33	168	532	2,5	III	56
100	352	3	III	34	170	537	3	III	56
102	358	2,5	III	35	172	543	2,5	III	57
104	363	2,5	III	36	174	548	3	III	58
106	368	2,5	III	36	176	554	2,5	III	58
108	373	2,5	III	37	178	559	2,5	III	59
110	378	3	III	37	180	564	3	III	60
112	384	2,5	III	38	182	570	2,5	III	60
114	389	2,5	III	39	184	575	3	III	61
116	394	2,5	III	39	186	581	2,5	III	62
118	399	2,5	III	40	188	586	3	III	62
120	404	3	III	41	190	592	2,5	III	63
122	410	2,5	III	41	192	597	3	III	63
124	415	2,5	III	42	194	603	2,5	III	64
126	420	2,5	III	42	196	608	3	III	65
128	425	2,5	III	43	198	614	2,5	III	65
130	430	3	III	44	200	619	2,5	III	66
132	436	2,5	III	44	202	624	3	III	67
134	441	2,5	III	45	204	630	2,5	III	67
136	446	3	III	46	206	635	3	III	68
138	452	2,5	III	46	208	641	2,5	III	69
140	457	2,5	III	47	210	646	3	III	69
142	462	3	III	47	212	652	2,5	III	70
144	468	2,5	III	48	214	657	3	III	71
146	473	2,5	III	49	216	663	2,5	III	71
148	478	3	III	49	218	668	3	III	72
150	484	2,5	III	50	220	674	2,5	III	73
152	489	2,5	III	51	222	679	3	III	73
154	494	3	III	51	224	685	2,5	III	74
156	500	2,5	III	52	226	690	3	III	75
158	505	2,5	III	53	228	696	2,5	III	75

u (m)	P_i (t)	$\frac{\Delta P_i}{\Delta u}$	Lastzug	Zahl n der Lasten
230	701	3	III	76
232	707	3	III	76
234	713	2,5	III	77
236	718	3	III	78
238	724	2,5	III	78
240	729	3	III	79
242	735	2,5	III	80
244	740	3	III	80
246	746	2,5	III	81
248	751	3	III	82
250	757	2,5	III	82
252	762	3	III	83
254	768	3	III	84
256	774	2,5	III	84
258	779	3	III	85
260	785	2,5	III	86
262	790	3	III	86
264	796	2,5	III	87
266	801	3	III	88
268	807	3	III	88
270	813	2,5	III	89
272	818	3	III	90
274	824	2,5	III	90
276	829	3	III	91
278	835	3	III	92
280	841	2,5	III	92
282	846	3	III	93
284	852	2,5	III	94
286	857	3	III	94
288	863	3	III	95
290	869	2,5	III	95
292	874	3	III	96
294	880	2,5	III	97
296	885	3	III	97
298	891	3	III	98
300	897		III	99

Sind zwei parabelförmige Beitragstrecken u' und u'' durch eine entgegengesetzten Vorzeichens getrennt (Abb. 88), so rechnet man

$$Y_{max} = P_i^{u'} z' + P_i^{u''} z'' \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (77)$$

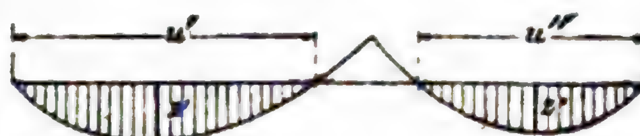
$P_i^{u'}$ und $P_i^{u''}$ entsprechen den Strecken u' und u''.

Die Lasten P_i sind für den preufsischen 17 t-Zug (S. 66) und für Spannweiten $u = 5$ m bis 300 m in der vorangehenden Tafel zusammengestellt. Zwischen $u = 40$ m und $u = 300$ m kann annähernd

$$P_i = 2{,}7\,u + 85 \quad . \quad (78)$$

gesetzt werden.

Abb. 88



Der zu $u = 5$ m gehörige Wert P_i gilt für 19 t-Lasten, die zu $u = 6$ und $= 7$ m gehörigen für 18 t-Lasten. Die beigesetzten Klammerwerte entsprechen den 17 t-Lasten. Die Spalte 3 dient zur geradlinigen Einschaltung; Spalte 4 gibt die gegenseitige Stellung der Lokomotiven an, Spalte 5 die Zahl der aufgebrachten Achsen.

Wird eine anders geformte Einflufslinie durch eine inhaltgleiche parabelförmige ersetzt, so sind die Ergebnisse um so genauer, je mehr sich die Belastungsfläche der als Momentenlinie eines einfachen Balkens

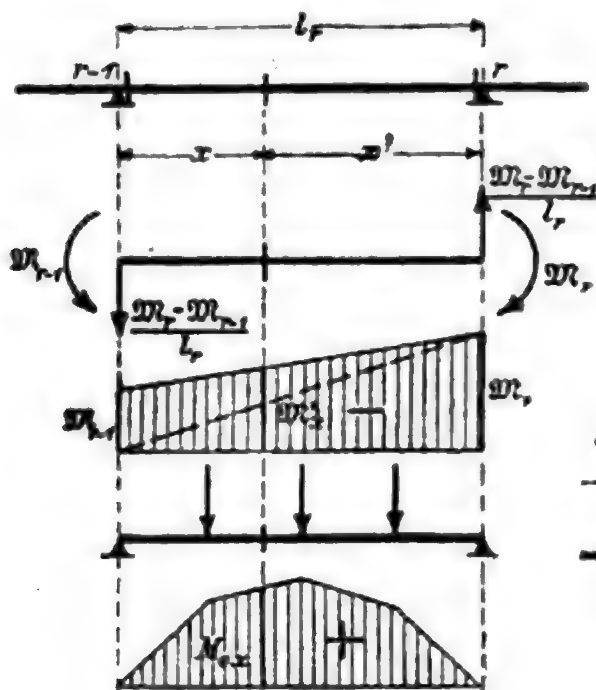
anzusehenden Einflufslinie einem Rechteck nähert. Rechteckbelastung liefert die Parabel selbst. Die Ergebnisse sind aber noch bei Belastungsflächen brauchbar, die Dreieckgestalt nach Abb. 95 auf S. 130, ja sogar nach Abb. 93 haben. Die einfache Anwendung der parabelförmigen Einflufslinien empfiehlt sich besonders dann, wenn bei segmentförmigen Einflufsflächen das Aufsuchen der ungünstigsten Laststellung zur Berechnung der Gröfstwerte zeitraubend ist.

F. Der Balken auf mehreren Stützen.

An der aus einem durchgehenden Träger herausgeschnittenen Oeffnung von der Weite l_r (Abb. 89) greifen die Stützenmomente $\mathfrak{M}_{r-1}$, $\mathfrak{M}_r$ und die Querkräfte $\frac{\mathfrak{M}_r - \mathfrak{M}_{r-1}}{l_r}$ an. Dadurch entsteht an der Stelle x das Biegungsmoment:

$$M'_x = -\mathfrak{M}_{r-1}\frac{x'}{l_r} - \mathfrak{M}_r\frac{x}{l_r} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (79)$$

Abb. 89.

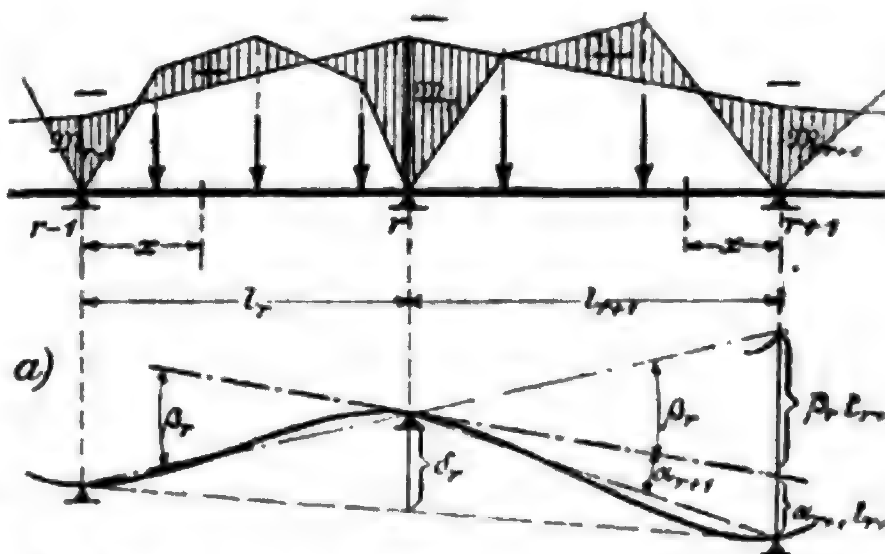


Eine Belastung innerhalb l_r erzeugt noch das einfache Balkenmoment M_{0x}. Das Bild der Gesamtmomente gibt Abb. 90.

Aus der Verbiegung des Balkens (Abb. 90a) folgt:

$$\beta_r + \alpha_{r+1} = \delta_r \frac{l_r + l_{r+1}}{l_r\, l_{r+1}}, \quad (80)$$

Abb. 90.



worin δ_r die beobachtete lotrechte Verschiebung des Stützpunktes r gegen die beiden Nachbarstützen bedeutet. Bei unveränderlichen Werten E, J, $t_u - t_o$ und h ergibt sich hieraus die verallgemeinerte **Clapeyronsche Gleichung**

$$\left.\begin{aligned} &\mathfrak{M}_{r-1}\, l_r + 2\,\mathfrak{M}_r\,(l_r + l_{r+1}) + \mathfrak{M}_{r+1}\, l_{r+1} \\ &= -6\left(\frac{L_r}{l_r} + \frac{R_{r+1}}{l_{r+1}}\right) - 6\,EJ\,\delta_r\,\frac{l_r + l_{r+1}}{l_r\, l_{r+1}} \\ &\quad - 3\,\varepsilon\,EJ\,(t_u - t_o)\,\frac{l_r + l_{r+1}}{h} \\ &= N_r, \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad (81)$$

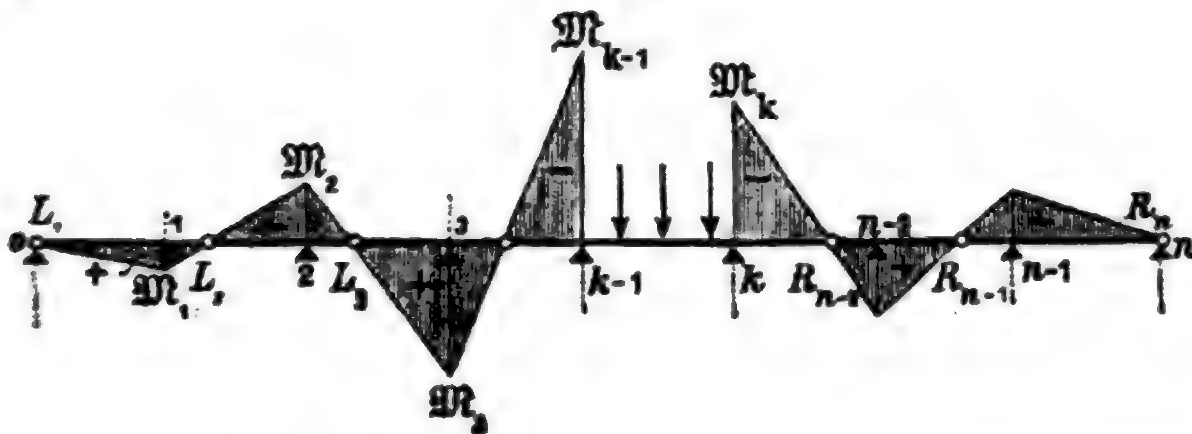
worin: $L_r = \int_0^{l_r} M_{0x} \cdot x\,dx$ gleich dem statischen Moment der einfachen Momentenfläche der r^{ten} Oeffnung für ihre linke Auflagerlotrechte;

$R_{r+1} = \int_0^{l_{r+1}} M_{0x} \cdot x\,dx$ gleich dem statischen Moment der einfachen Momentenfläche der $(r+1)^{ten}$ Oeffnung für ihre rechte Auflagerlotrechte.

So viel statisch unbestimmte Stützenmomente auftreten, so viel Clapeyronsche Gleichungen lassen sich zu ihrer Berechnung aufstellen.

Ist $d_r = 0$, $t_u - t_o = 0$ und wird nur die Oeffnung l_k belastet, so besteht die Momentenlinie des Trägerteils 0, 1, 2, ... $(k-1)$ aus

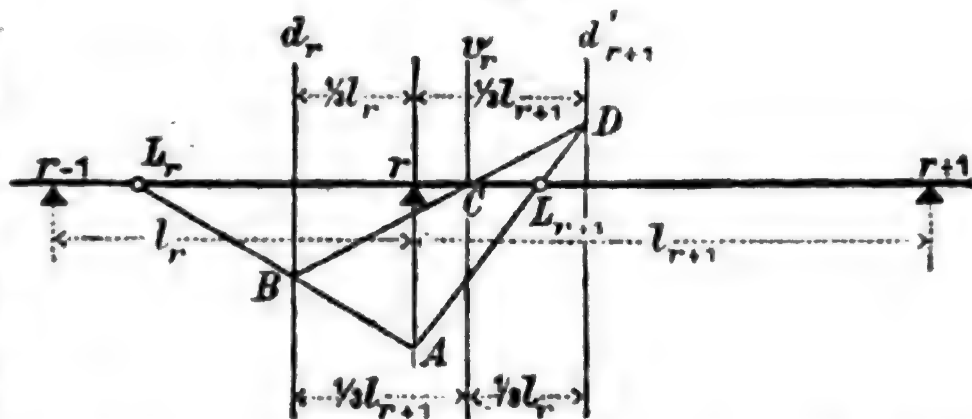
Abb. 91.



Geraden, die durch feste Punkte L_1, L_2, L_3, ... L_{k-1} gehen (Abb. 91). Der erste Festpunkt L_1 fällt mit dem Stützpunkt 0 zusammen.

Aus der Lage des Festpunktes L_r (Abb. 92) ermittelt man die Lage des nächsten Festpunktes L_{r+1} wie folgt: Man trägt die Drittellotrechten d_r und d'_{r+1} ein, sodann die verschränkte Stützenlotrechte v_r, welche die Balkenachse in C schneidet. Nun zieht man von L_r aus in beliebiger Richtung eine Gerade, welche die Drittellotrechte d_r in B und die Stützenlotrechte durch r in A schneidet, legt durch B und C eine Gerade, die d'_{r+1} in D trifft, und verbindet D mit A. Die Gerade DA bestimmt den Festpunkt L_{r+1}. So kann man, von L_1 ausgehend, L_2, L_3 ... ermitteln; ebenso werden von der rechten Endstütze n aus (Abb. 91) die Festpunkte R_n, R_{n-1}, R_{n-2}, ... bestimmt.

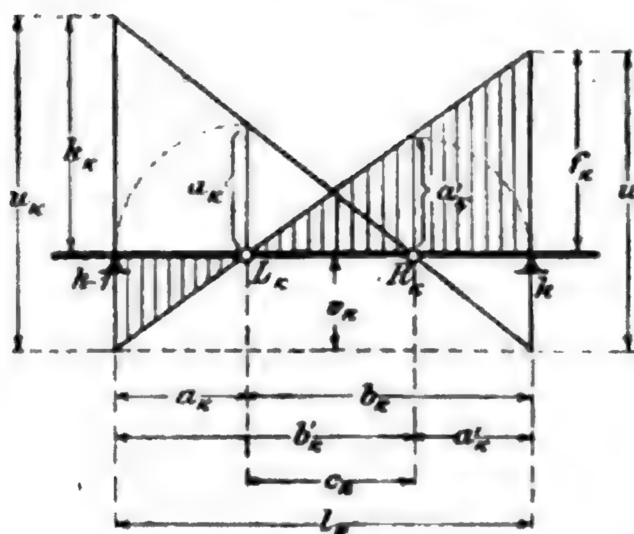
Abb. 92.



Das Rechnen der Festpunkte folgt aus der Clapeyronschen Gleichung für den Belastungsfall in Abb. 91. Z. B. ist links von der belasteten Oeffnung

$$\mathfrak{M}_{r-1} \cdot l_r + 2\,\mathfrak{M}_r (l_r + l_{r+1}) + \mathfrak{M}_{r+1}\, l_{r+1} = N_r = 0,$$

Abb. 93.



worin mit Bezug auf die Bezeichnungen der Abb. 93

$$\mathfrak{M}_{r-1} = -\mathfrak{M}_r \frac{a_r}{b_r} = -\frac{\mathfrak{M}_r}{x_r}$$

und

$$\mathfrak{M}_{r+1} = -\mathfrak{M}_r \frac{b_{r+1}}{a_{r+1}} = -\mathfrak{M}_r\, x_{r+1}.$$

Die Clapeyronsche Gleichung nimmt eine Form an, aus der sich $x_{r+1} = \frac{b_{r+1}}{a_{r+1}}$ berechnen läfst, wenn $x_r = \frac{b_r}{a_r}$ bekannt ist.

Zur Ermittlung der linken Festpunkte L erhält man zuerst

$$\left.\begin{aligned} x_2 &= \frac{b_2}{a_2} = \frac{2(l_1 + l_2)}{l_2}, \\ a_2 &= \frac{l_2}{1 + x_2} \quad \text{und} \quad b_2 = \frac{l_2}{1 + x_2}\, x_2, \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad (82)$$

dann allgemein für die nächsten Oeffnungen:

$$\left.\begin{aligned} x_r &= -\frac{l_{r-1}}{l_r x_{r-1}} + \frac{2(l_{r-1} + l_r)}{l_r}, \\ a_r &= \frac{l_r}{1 + x_r} \quad \text{und} \quad b_r = \frac{l_r}{1 + x_r}\, x_r \end{aligned}\right| \quad . \quad . \quad (83)$$

Um die Lage der Festpunkte R zu rechnen, beginnt man bei n Oeffnungen mit:

$$x'_{n-1} = \frac{b'_{n-1}}{a'_{n-1}} = \frac{2(l_{n-1} + l_n)}{l_{n-1}},$$

bildet

$$a'_{n-1} = \frac{l_{n-1}}{1 + x'_{n-1}} \quad \text{und} \quad b'_{n-1} = \frac{l_{n-1}}{1 + x'_{n-1}}\, x'_{n-1} \qquad (84)$$

und schreitet dann nach links vor:

$$\left.\begin{aligned} x'_r &= -\frac{l_{r+1}}{l_r x'_{r+1}} + \frac{2(l_r + l_{r+1})}{l_r} \\ a'_r &= \frac{l_r}{1 + x'_r} \quad \text{und} \quad b'_r = \frac{l_r}{1 + x'_r}\, x'_r \end{aligned}\right| \quad . \quad . \quad (85)$$

Für Träger mit gleich weiten Oeffnungen sind die Zahlen x unabhängig von den Stützweiten l; a und b werden Funktionen von l.

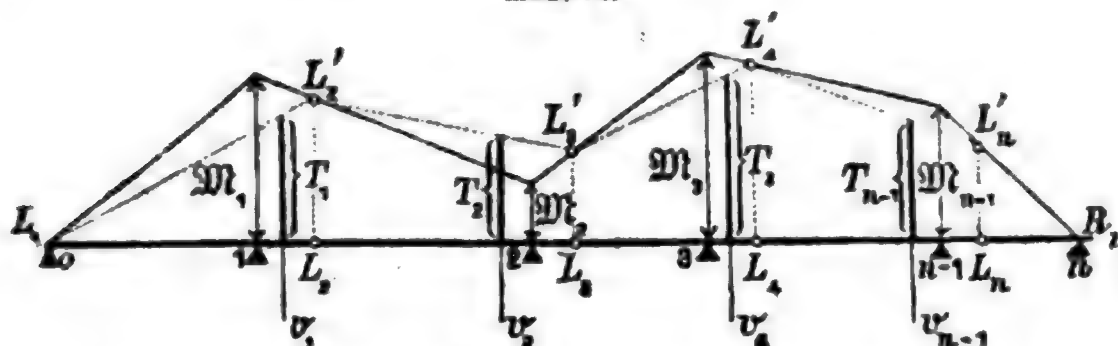
Kennt man die Festpunkte L und R, so kann man die Momente $\mathfrak{M}_1$, $\mathfrak{M}_2$, ... $\mathfrak{M}_r$ .... für jeden Belastungszustand durch Zeichnung

finden (Abb. 94): Man trägt auf den verschränkten Stützenlotrechten v_1, v_2 . . . v_r . . . die in der Regel negativen Momente

$$T_1 = \frac{N_1}{3(l_1 + l_2)}, \quad T_2 = \frac{N_2}{3(l_2 + l_3)}, \quad \ldots T_r = \frac{N_r}{3(l_r + l_{r+1})} \ldots$$

auf und legt durch ihre Endpunkte den Linienzug $L_1 L'_2 L'_3$ . . . . L'_r, ... L'_n, dessen Eckpunkte senkrecht über den Festpunkten L_2, L_3 . . . . L_r, ... L_n liegen. Sodann legt man, vom Stützpunkt n ausgehend, einen Linienzug durch die Punkte L', dessen Eckpunkte

Abb. 94.



senkrecht über den Stützen liegen. Dieser zweite Linienzug schneidet auf den Stützensenkrechten die gesuchten Momente $\mathfrak{M}_1$, $\mathfrak{M}_2$, ... $\mathfrak{M}_r$ . . . . ab. In Abb. 94 sind sämtliche T negativ angenommen; für die Stützenmomente ergeben sich negative Werte. Zur Prüfung kann man noch von rechts her mit Hülfe der Festpunkte R vorgehen.

Das **Verfahren der T-Momente** eignet sich bei Balken mit vielen Stützpunkten zur Ermittlung der Stützenmomente infolge fester Zustände:

1. einer bleibenden gleichförmigen Belastung g (durch das Eigengewicht),
2. der beobachteten Stützensenkungen δ und
3. einer ungleichmäfsigen Erwärmung.

Zu 1. hat man, wenn l_r mit g_r und l_{r+1} mit g_{r+1} gleichförmig belastet ist, zu setzen:

$$T_{rg} = \frac{-6\left(\frac{L_r}{l_r} + \frac{R_{r+1}}{l_{r+1}}\right)}{3(l_r + l_{r+1})} = -\frac{g_r l^3_r + g_{r+1} l^3_{r+1}}{12(l_r + l_{r+1})};$$

zu 2.
$$T_{r\delta} = -\frac{2EJ\delta_r}{l_r l_{r+1}};$$

zu 3.
$$T_t = -\frac{\varepsilon EJ(t_u - t_o)}{h},$$

welches T-Moment bei gleichbleibendem h unveränderlich ist. Man darf auch mit Rücksicht auf die Schätzung $t_u - t_o$ schreiben

$$\max \mathfrak{M}_t = -\frac{\varepsilon EJ(t_u - t_o)}{h}, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (86)$$

woraus der Ueberschlagswert folgt: $\sigma_t = \frac{1}{2} \varepsilon E(t_u - t_o)$.

Die **Wirkung beweglicher Einzellasten** wird mit Hülfe von Einflußlinien untersucht.

Die Oeffnung l_k (Abb. 91) trage eine Einzellast P; gesucht sind die Stützenmomente $\mathfrak{M}_{k-1}$ und $\mathfrak{M}_k$. Aus den Clapeyronschen Gleichungen für die Balkenstücke $(k-2)$ bis k und $(k-1)$ bis $(k+1)$ erhält man zur Berechnung der **Einflufslinien der beiden Stützenmomente** (Abb. 95) die Formeln

$$\left.\begin{aligned}\mathfrak{M}_k &= -(u'_k\,\omega_D - 3\,v_k\,\omega_R)\\ \mathfrak{M}_{k-1} &= -(u_k\,\omega_D - 3\,v_k\,\omega_R)\end{aligned}\right\}, \quad \ldots \quad (87)$$

worin (Abb. 93, S. 128):

$$u'_k = a'_k\frac{l_k}{c_k},\quad u_k = a_k\frac{l_k}{c_k},\quad v_k = a'_k\frac{a_k}{c_k}, \quad \ldots \quad (88)$$

$$\omega_D = \frac{x}{l} - \frac{x^3}{l^3},\quad \omega_R = \frac{x}{l} - \frac{x^3}{l^3} \quad \ldots \quad (89)$$

Die Werte ω sind nur von dem Verhältnis $\frac{x}{l}$ abhängig. Sie sind in der Tafel auf S. 132 zusammengestellt.

Es genügt, 10 Ordinaten aus der nachfolgenden ω-Tafel zu berechnen (Abb. 95b). Bei der $\mathfrak{M}_{k-1}$-Linie ist x von rechts aus zu zählen! Man beachte, dafs die Einflufslinie von Querträger zu Querträger gerade ist.

Abb. 95.

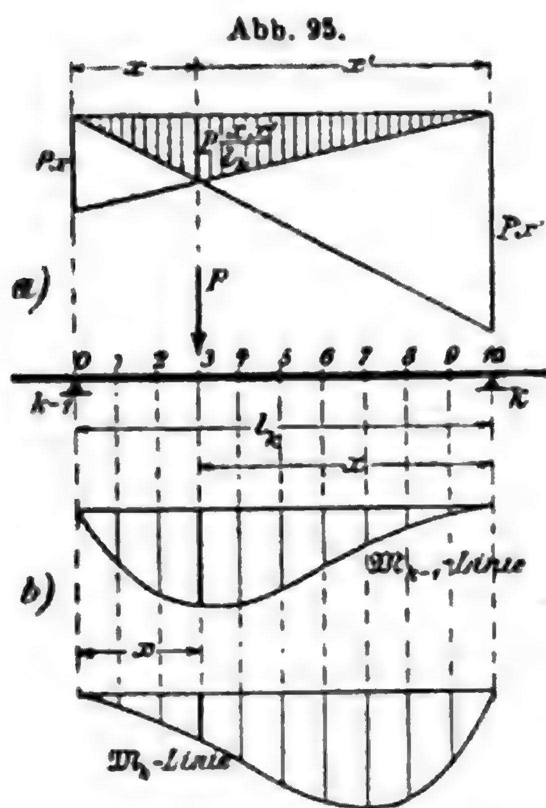
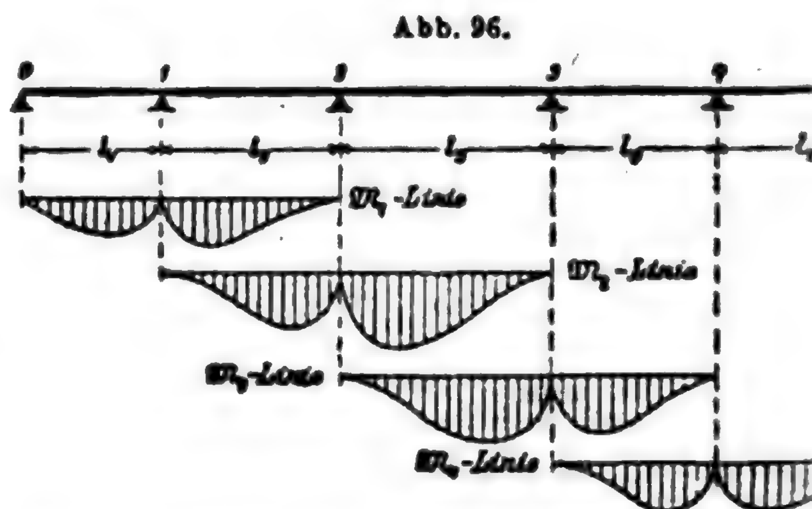


Abb. 96.



Hat man die Stützenmomente $\mathfrak{M}_{k-1}$ und $\mathfrak{M}_k$ für den vorgeschriebenen Lastzug ermittelt, so trägt man ihre Werte über den Stützen $k-1$ und k auf und findet die übrigen Stützenmomente infolge Belastung der Oeffnung l_k auf der linken und rechten Seite mit Hülfe des Linienzuges durch die linken Festpunkte L und die rechten R (Abb. 91). Dieses Verfahren ist das einfachste.

Werden alle Oeffnungen belastet, so genügt es zum Auffinden eines Stützenmomentes $\mathfrak{M}_k$, nur die Einflufslinien für die der Stütze k benachbarten Oeffnungen l_k und l_{k+1} zu berücksichtigen. Abb. 96 zeigt einen solchen Fall. Die Reihenfolge der einzelnen Arbeiten ist:

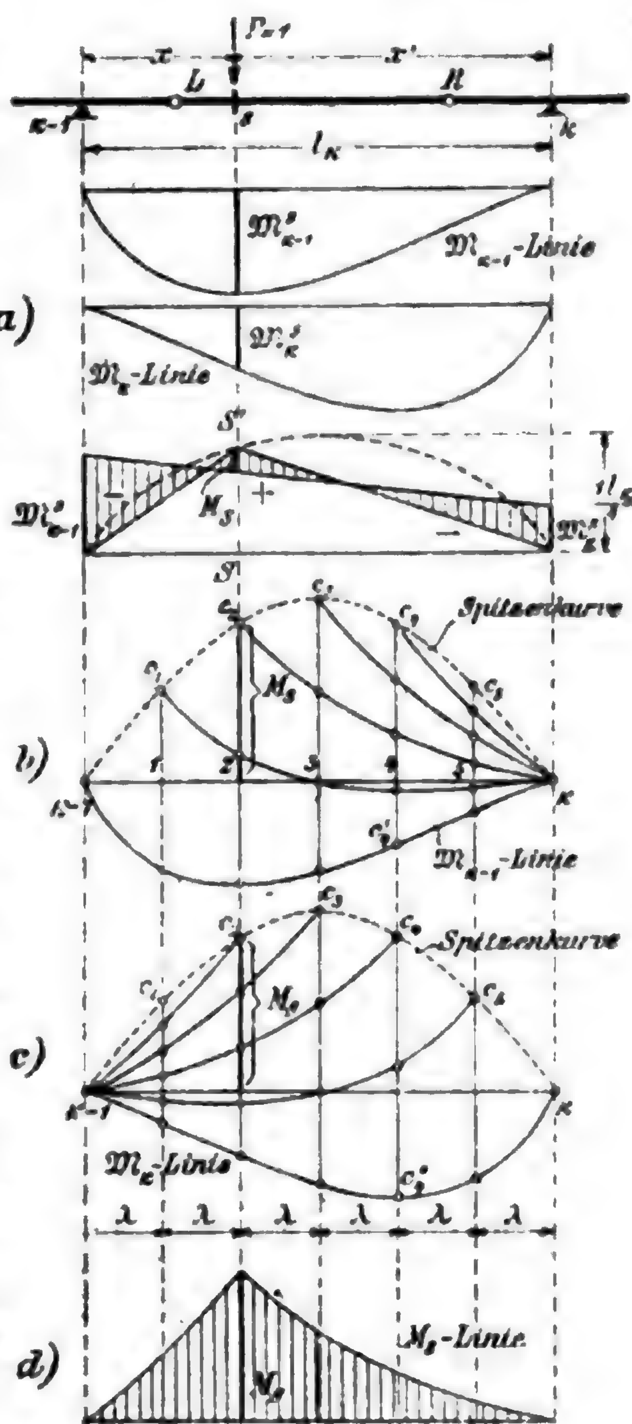
1. Berechnen von x, x', a, b, a', b', c nach den Gleichungen (82) bis (85),

2. der Werte u, u' und v nach Gleichung (88),
3. der Ordinaten von $\mathfrak{M}_k$ und $\mathfrak{M}_{k-1}$ nach Gleichung (87) und Auftragen der $\mathfrak{M}$-Linien;
4. Aufstellen des Lastzuges.

Die Einflufslinie für das Biegungsmoment an der Stelle s der belasteten Oeffnung l_k. Die Momentenfläche (Abb. 97) bei Belastung der Oeffnung l_k durch $P = 1$ besteht aus der Differenz der M_0-Fläche und des Trapezes der Stützenmomente $\mathfrak{M}^s_{k-1}$ und $\mathfrak{M}^s_k$. Der Punkt S' der M_0-Fläche bewegt sich auf einer Parabel von der Höhe $1 \frac{l_k}{4}$. Den Momentenflächen entnimmt man die Werte M_S, die sich aber auch bequem rechnen lassen. Es ist mit den Bezeichnungen:

$$x = s\lambda, \qquad x' = s'\lambda, \qquad l_k = n\lambda,$$
$$n = s + s',$$

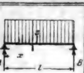
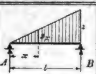
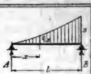
$$M_S = l_k \omega_R + \mathfrak{M}^s_{k-1} \frac{s'}{n} + \mathfrak{M}^s_k \frac{s}{n}. \quad (90)$$



Durch Auftragen der in gleichen Abständen λ stehenden Ordinaten M_S erhält man den Ort der Spitzen c (Abb. 97b und c). Den Abstand der Spitzenkurve von der darunter gezeichneten $\mathfrak{M}_{k-1}$- bzw. $\mathfrak{M}_k$-Linie teilt man in so viel gleiche Teile, als der Index des Feldpunktes, von $k-1$ bzw. k aus gezählt, angibt (z. B. in Abb. 97b den Abstand $c_4 c'_4$ in 4 gleiche Teile, in Abb. 97c die Strecke $c_4 c''_4$ in 2 Teile). Je zwei zusammengehörige Kurven $c—k$ und $c—(k-1)$ sind die zur Konstruktion der Einflufslinien für M_S erforderlichen Zweige; z. B. in Abb. 97d die Kurven $c_1-(k-1)$ und $c_2—k$ für das Moment M_S an der Stelle 2.

Liegt der Feldpunkt s zwischen den Festpunkten L und R, so ist die M_S-Linie nur positiv (Abb. 97d). Wenn s aufserhalb der Festpunkte L bzw. R liegt, so enthält der rechte bzw. linke Zweig der Einflußlinie ein negatives Gebiet, wie die Kurven $c_1—k$ und $c_5—(k-1)$ in Abb. 97b und c lehren; es ist aber in der Praxis nicht erforderlich, für diese Lage von s besondere Untersuchungen anzustellen, wenn die Linie der gröfsten Momente zwischen dem Festpunkt R und der rechts von ihm liegenden Stütze, ebenso zwischen L und der links von ihm liegenden Stütze geradlinig verlaufend angenommen wird.

Tafel der Werte ω_R, ω_D, ω_P, ω''_P.*)

Belastung				
		$z_x = z\frac{x}{l}$	$z_x = z\frac{x^2}{l^2}$	$z_x = \frac{4zx(}{l}$
	$A = B = \frac{zl}{2}$	$A = \frac{zl}{6}$ $B = \frac{zl}{3}$	$A = \frac{zl}{12}$ $B = \frac{zl}{4}$	$A = B =$
$M =$	$\omega_R \frac{zl^2}{2}$	$\omega_D \frac{zl^2}{6}$	$\omega_P \frac{zl^2}{12}$	$\omega''_P \frac{zl}{3}$
$\frac{x}{l}$	$\omega_R = \frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2}$	$\omega_D = \frac{x}{l} - \frac{x^3}{l^3}$	$\omega_P = \frac{x}{l} - \frac{x^4}{l^4}$	$\omega''_P = \frac{x^4}{l^4} - 2$ $= 2\omega_D -$ $= \omega_R(1$
0,05	0,0475	0,0499	0,0500	0,0498
0,10	0,0900	0,0990	0,0999	0,0981
0,15	0,1275	0,1466	0,1495	0,1438
0,20	0,1600	0,1920	0,1984	0,1856
0,25	0,1875	0,2344	0,2461	0,2227
0,30	0,2100	0,2730	0,2919	0,2541
0,35	0,2275	0,3071	0,3350	0,2793
0,40	0,2400	0,3360	0,3744	0,2976
0,45	0,2475	0,3589	0,4090	0,3088
0,50	0,2500	0,3750	0,4375	0,3125
0,55	0,2475	0,3836	0,4585	0,3088
0,60	0,2400	0,3840	0,4704	0,2976
0,65	0,2275	0,3754	0,4715	0,2793
0,70	0,2100	0,3570	0,4599	0,2541
0,75	0,1875	0,3281	0,4336	0,2227
0,80	0,1600	0,2880	0,3904	0,1856
0,85	0,1275	0,2359	0,3280	0,1438
0,90	0,0900	0,1710	0,2439	0,0981
0,95	0,0475	0,0926	0,1355	0,0498
$\int_0^l M\,dx =$	$\frac{zl^3}{12}$	$\frac{zl^3}{24}$	$\frac{zl^3}{40}$	$\frac{zl^3}{15}$
$\int_0^l \omega\,dx =$	$\frac{l}{6}$	$\frac{l}{4}$	$\frac{3}{10}l$	$\frac{l}{5}$

*) Mit Erlaubnis des Herrn Verfassers entnommen aus: Müller-Breslau, Graphische Statik, Band II.

Die **Querkräfte** ergeben sich nach Berechnung der Stützenmomente und einfachen Balkenmomente aus der Gleichung:

$$Q_x = \frac{d M_x}{d x} = Q_0 + Q', \quad \ldots \ldots \quad (91)$$

worin Q_0 für den einfachen Balken von der Weite l_k gilt und

$$Q' = \frac{\mathfrak{M}_k}{l_k} - \frac{\mathfrak{M}_{k-1}}{l_k} \quad \ldots \ldots \quad (92)$$

ist.

Die **Einflufslinie für** Q (Abb. 98b) setzt sich daher zusammen aus der Q_0-Linie und der Q'-Linie (Abb. 98a), d. i. der Differenz der $\frac{\mathfrak{M}_k}{l_k}$- und $\frac{\mathfrak{M}_{k-1}}{l_k}$-Linie. Man begeht im allgemeinen keinen nennenswerten Fehler, wenn man Q' vernachlässigt und die Querkräfte wie bei dem einfachen Balken rechnet.

Die Querkräfte einer unbelasteten Strecke l_r sind für alle Felder gleich grofs, nämlich: $Q = \frac{\mathfrak{M}_r - \mathfrak{M}_{r-1}}{l_r}$.

Die Ermittlung des Einflusses der Belastung irgend einer Oeffnung auf die Querkräfte der anderen Oeffnungen erfordert die Darstellung

Abb. 98.

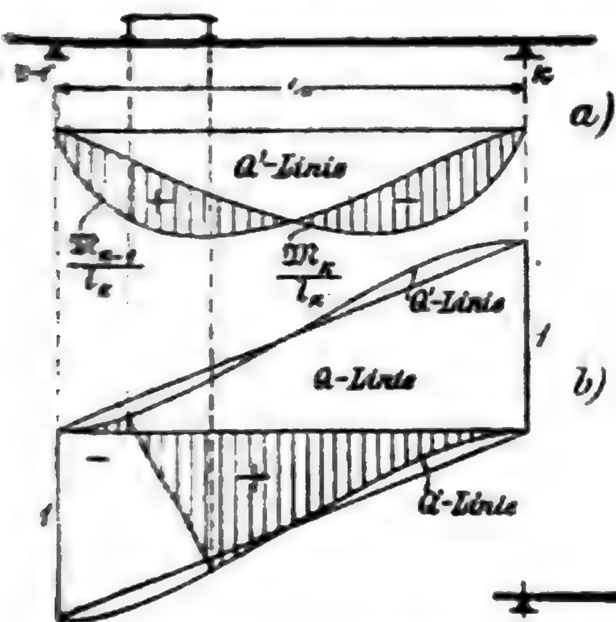


Abb. 100.

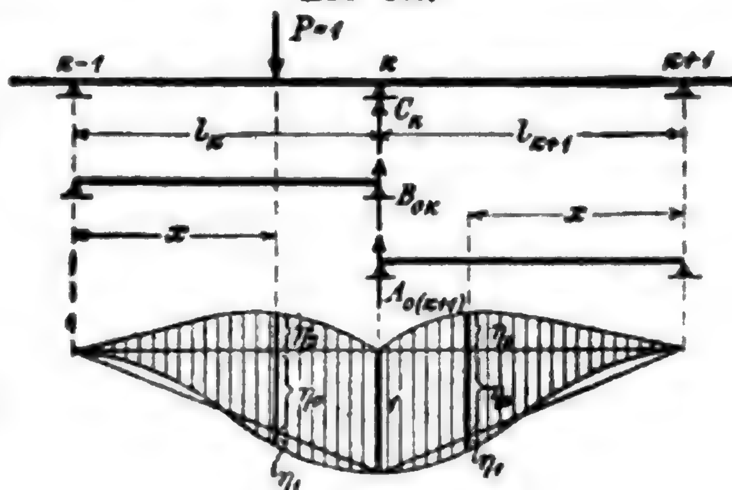
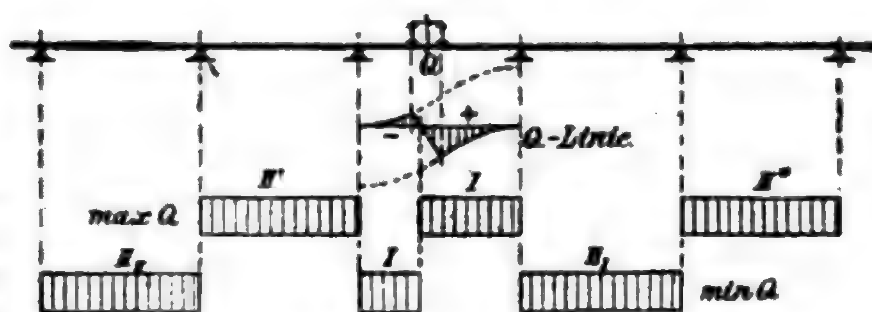


Abb. 99.



der Stützenmomente nach Abb. 91.

Das Belastungsbild für Q ist in Abb. 99 angegeben. Zur Bestimmung von max Q ist zunächst Last I aufzubringen und dazu noch der ungünstigere der beiden Lastfälle II' und II'' zu addieren. Aehnliches gilt für min Q.

Der **Widerstand** C_k **einer Mittelstütze** ist (Abb. 100):

$$C_k = B_{0k} + A_{0(k+1)} + \frac{\mathfrak{M}_{k-1} - \mathfrak{M}_k}{l_k} + \frac{\mathfrak{M}_{k+1} - \mathfrak{M}_k}{l_{k+1}}; \quad (93)$$

B_{0k} und $A_{0(k+1)}$ sind Stützendrücke der einfachen Balken l_k u
l_{k+1}.

Liegt eine Last $P = 1$ über der Oeffnung l_k, so ist (Abb. 101):

$$\mathfrak{M}_{k+1} = -\mathfrak{M}_k \frac{a'_{k+1}}{b'_{k+1}}.$$

Die **Einflußlinie für C_k** hat an der Stelle x der linken Oeffnu die Ordinaten:

Abb. 101.

$$\left.\begin{array}{l} \eta_0 = 1 \dfrac{x}{l_k}, \quad \eta_1 = \dfrac{\mathfrak{M}_{k-1} - \mathfrak{M}_k}{l_k} \\ \eta_2 = -\dfrac{\mathfrak{M}_k}{b'_{k+1}}. \end{array}\right\} \quad (9$$

Für eine an der Stelle x der recht Oeffnung liegende Last wird:

$$\eta_0 = \frac{1\, x}{l_{k+1}}, \quad \eta_1 = \frac{\mathfrak{M}_{k+1} - \mathfrak{M}_k}{l_{k+1}} \quad \text{und} \quad \eta_2 = -\frac{\mathfrak{M}_k}{b_k}. \quad (9$$

Mit Hilfe der Gleichungen (87), (93), (94) und (95) ergeben si die Formeln zur Berechnung der Einflufslinien für C_k; für die Oe nung l_k (x von links her gezählt):

$$C_k = \frac{x}{l_k} + \left(\frac{a_k + a'_k}{c_k} + \frac{u'_k}{b'_{k+1}}\right)\omega_D - 3\left(\frac{a_k}{c_k} + \frac{v_k}{b'_{k+1}}\right)\omega_R. \quad (96$$

für die Oeffnung l_{k+1} (x von rechts aus gezählt):

$$C_k = \frac{x}{l_{k+1}} + \left(\frac{a_{k+1} + a'_{k+1}}{c_{k+1}} + \frac{u_{k+1}}{b_k}\right)\omega_D - 3\left(\frac{a'_{k+1}}{c_{k+1}} + \frac{v_{k+1}}{b_k}\right)\omega_R \quad (97$$

Die Bezeichnungen sind aus Abb. 93 S. 128 ersichtlich.

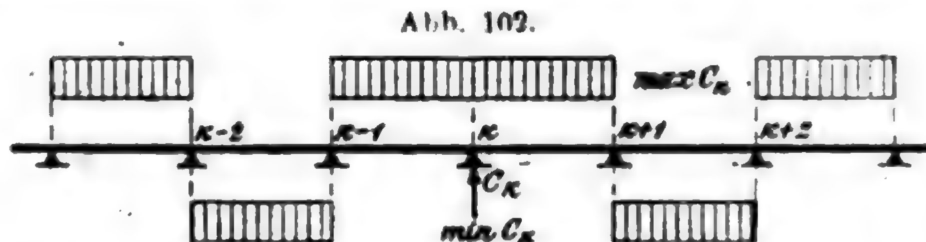
Den Einfluß von Lasten, die außerhalb l_k und l_{k+1} stehen, b urteilt man mit Hülfe der Gleichung

$$C_k = \frac{\mathfrak{M}_{k-1} - \mathfrak{M}_k}{l_k} + \frac{\mathfrak{M}_{k+1} - \mathfrak{M}_k}{l_{k+1}}, \quad . \quad . \quad . \quad (98)$$

nachdem man $\mathfrak{M}_{k-1}$, $\mathfrak{M}_k$ und $\mathfrak{M}_{k+1}$ (nach Abb. 91 S. 127) mit Hil der Festpunkte bestimmt hat.

Das Belastungsbild für den Stützendruck C_k ist in Abb. 102 ei getragen.

Abb. 102.



Die Tafel auf S. 135 dient zur Berechnung der Biegungs momente und Querkräfte **gleichförmig belasteter**, frei aufliegende Balken auf drei (Abb. 103) und auf vier Stützen (Abb. 104) be

gleichen Stützweiten. Bedeutung von g und p S. 79. Für ein bestimmtes Verhältnis $x : l$ ist:

$$M_{max} = (A g + B p) l^2, \qquad M_{min} = (A g + C p) l^2,$$
$$Q_{max} = (D g + E p) l, \qquad Q_{min} = (D g + F p) l.$$

Gleichförmig belastete Balken auf drei und vier Stützen.

Abb. 103 und 104	Verhältnis $\frac{x}{l}$	Biegungsmomente: Einfluß von g	Biegungsmomente: Einfluß von p		Querkräfte: Einfluß von g	Querkräfte: Einfluß von p	
		A	B	C	D	E	F
Frei aufliegender Balken mit drei Stützen. Oeffnung I und II (Abb. 103).	0,0	0,0000	0,00000	0,00000	+ 0,375	+ 0,4375	− 0,0625
	0,1	+ 0,0325	+ 0,03875	− 0,00625	+ 0,275	+ 0,3437	− 0,0687
	0,2	+ 0,0550	+ 0,06750	− 0,01250	+ 0,175	+ 0,2624	− 0,0874
	0,3	+ 0,0675	+ 0,08625	− 0,01875	+ 0,075	+ 0,1932	− 0,1182
	0,375	+ 0,0703	+ 0,09375	− 0,02344	0,000	+ 0,1491	− 0,1491
	0,4	+ 0,0700	+ 0,09500	− 0,02500	− 0,025	+ 0,1359	− 0,1609
	0,5	+ 0,0625	+ 0,09375	− 0,03125	− 0,125	+ 0,0898	− 0,2148
	0,6	+ 0,0450	+ 0,08250	− 0,03750	− 0,225	+ 0,0544	− 0,2794
	0,7	+ 0,0175	+ 0,06125	− 0,04375	− 0,325	+ 0,0287	− 0,3537
	0,75	0,0000	+ 0,04688	− 0,04688	− 0,375	+ 0,0193	− 0,3943
	0,8	− 0,0200	+ 0,03000	− 0,05000	− 0,425	+ 0,0119	− 0,4369
	0,85	− 0,0425	+ 0,01523	− 0,05773	− 0,475	+ 0,0064	− 0,4814
	0,9	− 0,0675	+ 0,00611	− 0,07361	− 0,525	+ 0,0027	− 0,5277
	0,95	− 0,0950	+ 0,00138	− 0,09638	− 0,575	+ 0,0007	− 0,5757
	1,0	− 0,1250	0,00000	− 0,12500	− 0,625	0,0000	− 0,6250
Frei aufliegender Balken mit vier Stützen. Oeffnung I und III (Abb. 104)	0,0	0,000	0,000	0,000	+ 0,4	+ 0,4500	− 0,0500
	0,1	+ 0,035	+ 0,040	− 0,005	+ 0,3	+ 0,3500	− 0,0563
	0,2	+ 0,060	+ 0,070	− 0,010	+ 0,2	+ 0,2752	− 0,0752
	0,3	+ 0,075	+ 0,090	− 0,015	+ 0,1	+ 0,2065	− 0,1065
	0,4	+ 0,080	+ 0,100	− 0,020	0,0	+ 0,1496	− 0,1496
	0,5	+ 0,075	+ 0,100	− 0,025	− 0,1	+ 0,1042	− 0,2042
	0,6	+ 0,060	+ 0,090	− 0,030	− 0,2	+ 0,0694	− 0,2694
	0,7	+ 0,035	+ 0,070	− 0,035	− 0,3	+ 0,0443	− 0,3443
	0,7895	+ 0,00414	+ 0,04362	− 0,03948	.	.	.
	0,8	0,000	+ 0,04022	− 0,04022	− 0,4	+ 0,0280	− 0,4280
	0,85	− 0,02125	+ 0,02773	− 0,04898	.	.	.
	0,9	− 0,04500	+ 0,02042	− 0,06542	− 0,5	+ 0,0193	− 0,5191
	0,95	− 0,07125	+ 0,01706	− 0,08831	.	.	.
	1,0	− 0,10000	+ 0,01667	− 0,11667	− 0,6	+ 0,0167	− 0,6167
Oeffnung II (Abb. 104)	0,0	− 0,10000	+ 0,01667	− 0,11667	+ 0,5	+ 0,5833	− 0,0833
	0,05	− 0,07625	+ 0,01408	− 0,09033	.	.	.
	0,10	− 0,05500	+ 0,01514	− 0,07014	+ 0,4	+ 0,4870	− 0,0870
	0,15	− 0,03625	+ 0,02053	− 0,05678	.	.	
	0,20	− 0,020	+ 0,030	− 0,050	+ 0,3	+ 0,3991	− 0,0991
	0,2764	0,000	+ 0,050	− 0,050	.	.	.
	0,3	+ 0,005	+ 0,055	− 0,050	+ 0,2	+ 0,3210	− 0,1210
	0,4	+ 0,020	+ 0,070	− 0,050	+ 0,1	+ 0,2537	− 0,1537
	0,5	+ 0,025	+ 0,075	− 0,050	0,0	+ 0,1979	− 0,1979

Siehe auch I. Bd., Biegungsfestigkeit; Träger auf mehreren Stützen.

Bei den am häufigsten vorkommenden Fällen von Trägern auf drei bis fünf Stützen benutzt man mit Vorteil die Elastizitätsgleichungen

Abb. 103.

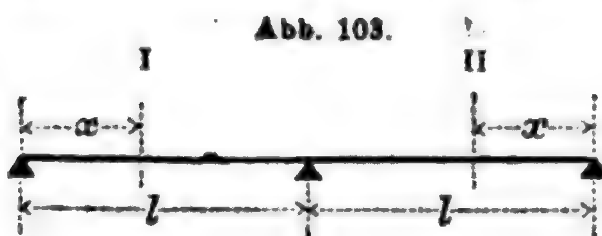
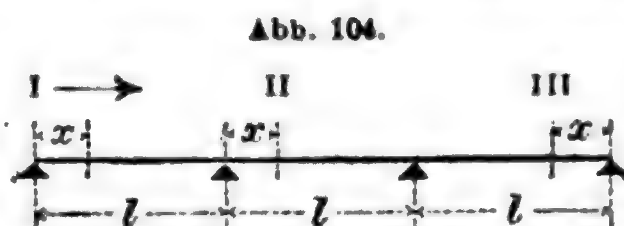
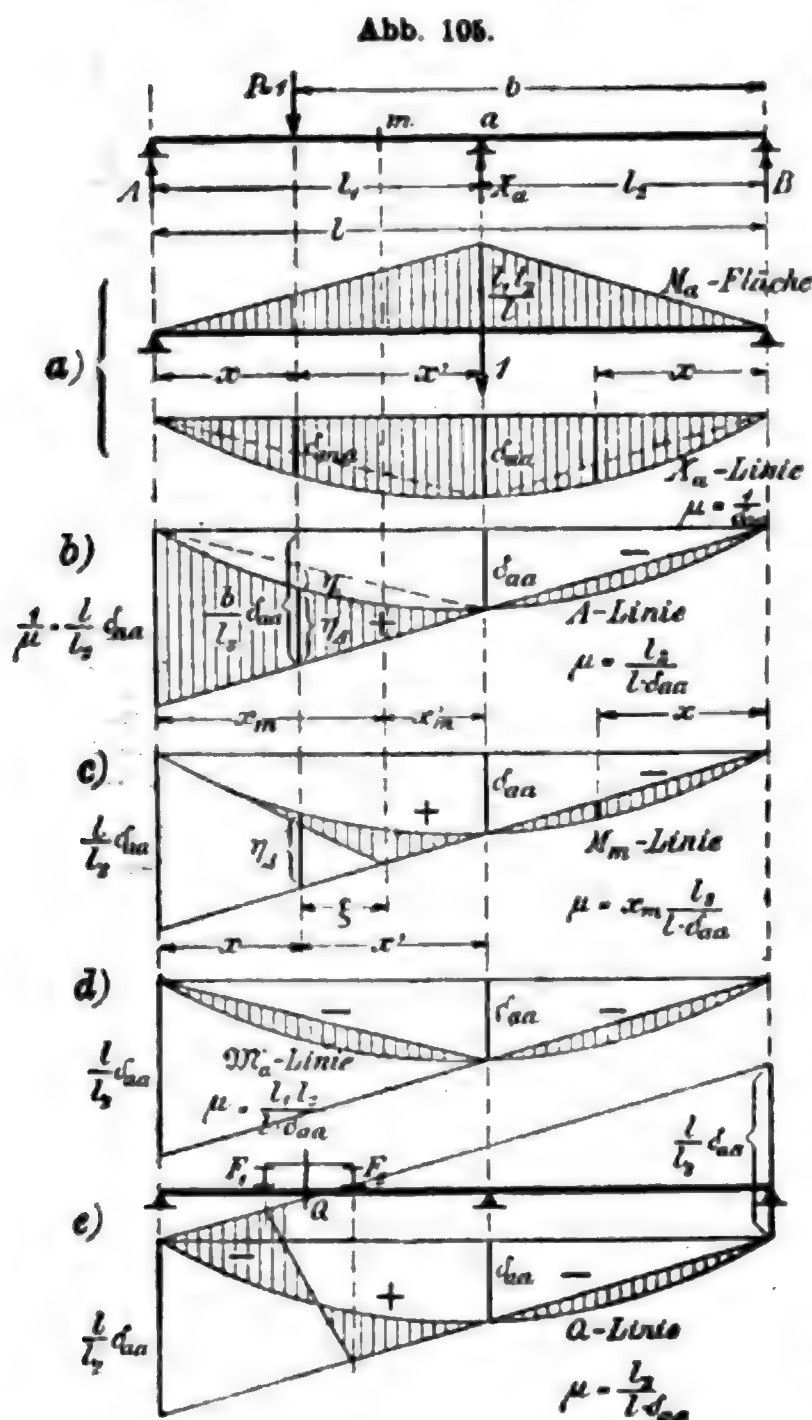


Abb. 104.



(40a, S. 106), wobei sich die Veränderlichkeit des Querschnitts leicht berücksichtigen läfst. In der Regel darf man den Querschnitt unveränderlich annehmen.

Abb. 105.



Der **vollwandige Träger auf drei Stützen** (Abb. 105a) ist einfach statisch unbestimmt. Die Elastizitätsgleichung liefert bei starren Stützen für den mittleren Stützendruck:

$$X_a = \frac{\Sigma P_m \delta_{ma}}{\delta_{aa}}.$$

Die **Einflufslinie für X_a** zu finden, zeichnet man die zur Belastung $X_a = -1$ gehörige M_a-Fläche, betrachtet diese als Belastungsfläche des einfachen Balkens AB und erhält dazu mit Polweite 1 das Seileck, d. i. die X_a-Linie mit dem Multiplikator $\mu = \frac{1}{\delta_{aa}}$; δ_{ma} und δ_{aa} werden derselben Linie entnommen; ihr Mafsstab, ebenso derjenige der Höhe des Belastungsdreiecks ist gleichgültig, sofern es sich nur um Ermittlung des Einflusses von P handelt. Bei veränderlichem Querschnitt hat man die Multiplikation der M_a-Ordinaten mit $\frac{J_c}{J}$ auszuführen (s. dazu S. 119).

Der Einflufs einer ungleichmäfsigen Erwärmung ist nach Gleichung (40a, S. 106):

$$X_{at} = \frac{\delta_{at}}{\delta_{aa}}.$$

Aus Gleichung (72) folgt:

$$\delta_{at} = \varepsilon \frac{t_u - t_o}{h} \frac{l_1 l_2}{2} \quad \text{und} \quad E J \delta_{aa} = \int M^2_a dx = \frac{l^2_1 l^2_2}{3 l},$$

woraus sich ergibt:

$$X_{at} = \frac{3}{2} \varepsilon E J \frac{t_u - t_o}{h} \frac{l}{l_1 l_2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (99)$$

Eine Zusammendrückung der Mittelstütze um δ_a beeinflufst X_a mit (Gleichung 40a, S. 106):

$$\varDelta X_a = -\frac{\delta_a}{\delta_{aa}} = -3 E J \delta_a \frac{l}{l^2_1 l^2_2} \quad . \quad . \quad . \quad (100)$$

Alle übrigen Einflufslinien werden aus der X_a-Linie abgeleitet.

A-Linie (Abb. 105b). Es ist:

$$A = 1 \frac{b}{l} - X_a \frac{l_2}{l} = \frac{l_2}{l \delta_{aa}} \left(\frac{b}{l_2} \delta_{aa} - \delta_{ma} \right); \quad \mu = \frac{l_2}{l \delta_{aa}}.$$

M_m-Linie (Abb. 105c). Steht die Last $P = 1$ rechts von der Stelle m, entsteht $M_m = A \cdot x_m$; d. h. die M_m-Linie ist rechts von m gleich der A-Linie mit dem Multiplikator $\mu = \frac{x_m l_2}{l \delta_{aa}}$; steht P links von m, so ist:

$$M_m = A x_m - 1 \cdot \xi = \frac{x_m l_2}{l \delta_{aa}} \left(\eta_A - \xi \frac{l \delta_{aa}}{l_2 x_m} \right).$$

η_A ist die unter $P = 1$ gemessene Ordinate der A-Linie.

Ebenso findet man die Einflufslinie für das **Stützenmoment $\mathfrak{M}_a$** (Abb. 105d) mit $\mu = \frac{l_1 l_2}{l \delta_{aa}}$.

Q-Linie (Abb. 105e). $Q = A$, wenn P rechts vom Schnitt liegt;

$$Q = A - 1 = \frac{l_2}{l \delta_{aa}} \left(\eta_A - \frac{l \delta_{aa}}{l_2} \right); \quad \mu = \frac{l_2}{l \delta_{aa}},$$

wenn die Last links davon liegt.

Bei unveränderlichem Querschnitt kann man **die Ordinaten der Einflufslinien** leicht **rechnen.** Man findet für die X_a-Linie aus den Gleichungen (96) und (97) auf S. 134:

für die linke Oeffnung l_1 (x von links her gerechnet)

$$X_a = \frac{x}{l_1} + \frac{l_1}{2 l_2} \omega_D$$

für die A-Linie ist

$$A = \frac{x'}{l_1} - \frac{l_1}{2 l} \omega_D$$

für die M_m-Linie links von m

$$M_m = \frac{x'_m x}{l_1} - \frac{x_m l_1}{2 l} \omega_D$$

rechts von m

$$M_m = \frac{x_m x'}{l_1} - \frac{x_m l_1}{2 l} \omega_D$$

für die rechte Oeffnung l_2 (x von rechts her gezählt)

$$X_a = \frac{x}{l_2} + \frac{l_2}{2 l_1} \omega_D;$$

$$A = -\frac{l^2_2}{2 l l_1} \omega_D;$$

$$M_m = -\frac{x_m l^2_2}{2 l l_1} \omega_D;$$

für die linke Oeffnung l_1 (x von links her gerechnet) | für die rechte Oeffnung l_2 (x von rechts her gezählt)

für die $\mathfrak{M}_a$-Linie

$$\mathfrak{M}_a = -\frac{l^2_1}{2\,l}\,\omega_D \qquad \mathfrak{M}_a = -\frac{l^2_2}{2\,l}\,\omega_D;$$

für die Q-Linie links vom Querträger F_1

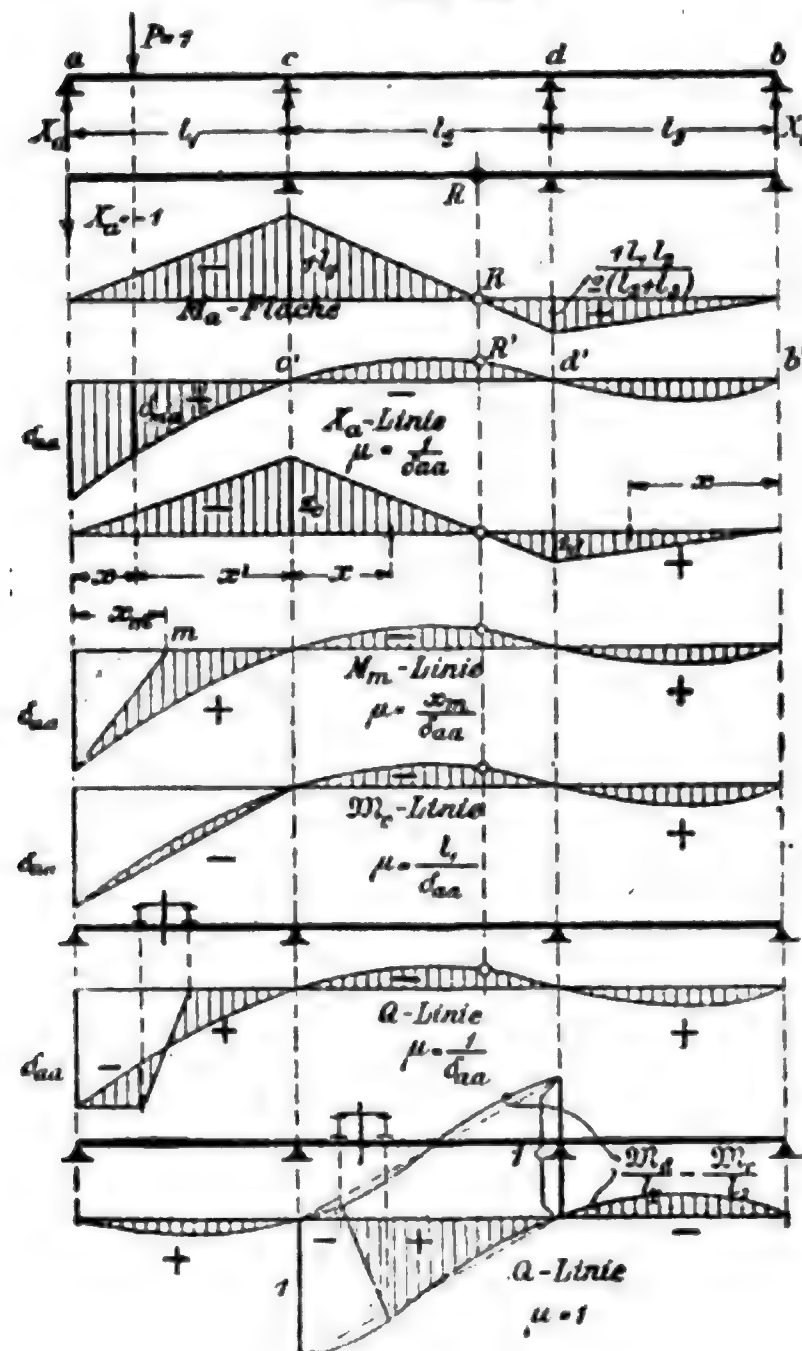
$$Q = -\frac{x}{l_1} - \frac{l_1}{2\,l}\,\omega_D$$

rechts vom Querträger F_2

$$Q = \frac{x'}{l_1} - \frac{l_1}{2\,l}\,\omega_D \qquad Q = -\frac{l^2_2}{2\,l\,l_1}\,\omega_D.$$

Zur Berechnung einer Eisenbahnbrücke empfiehlt sich di Anwendung der für parabelförmige Einflufslinien auf S. 12 bis 125 angegebene Formeln und Tafel Ausführliche Beispiel finden sich in: Müller Breslau, Graphisch Statik der Baukonstruk tionen, Bd. II, 2. Ab teilung, Abschn. VI.

Abb. 106.



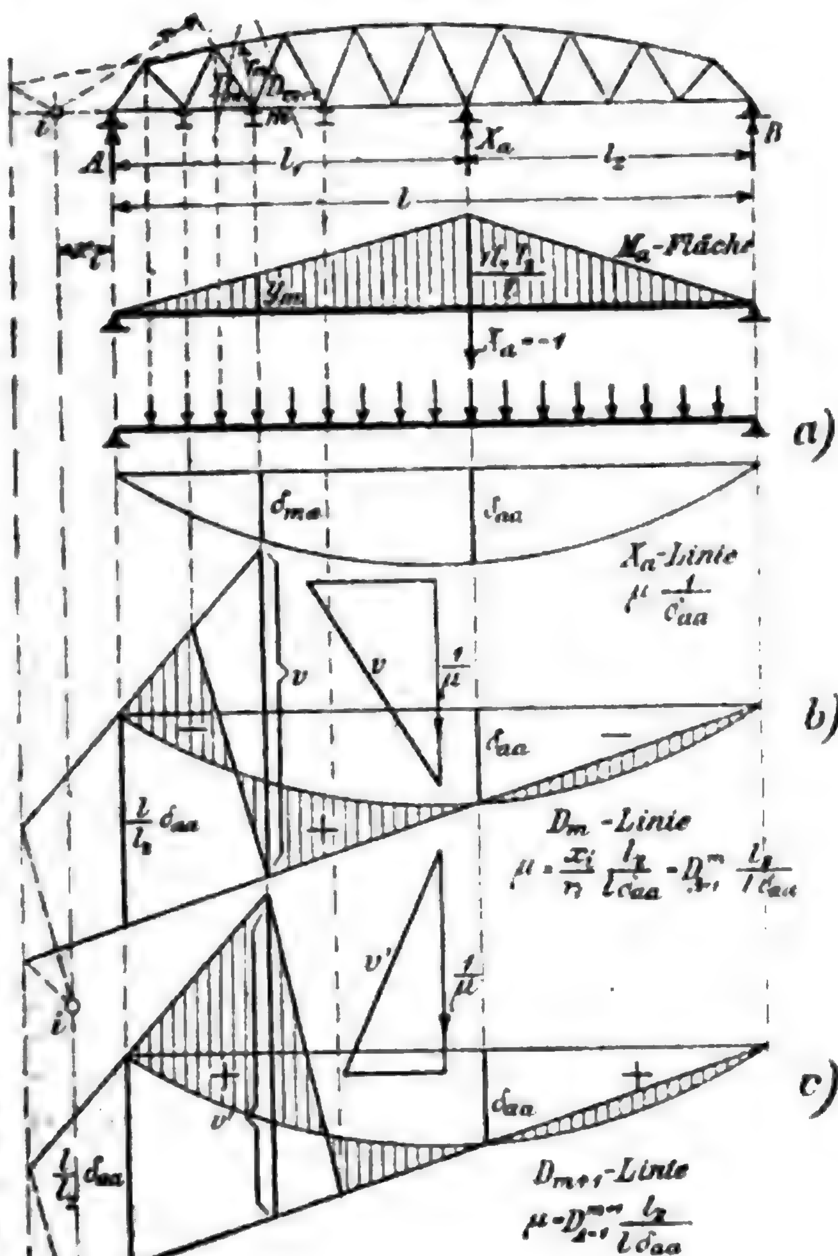
Der Einflufs von be weglichen Lasten au den **Balken auf 4 un 5 Stützen** wird am beste mit Hülfe einer statisc unbestimmten Grund form berechnet (S. 107 Man führt den zweifacl statisch unbestimmte Balken auf 4 Stütze (Abb. 106a) zunächs auf einen einfach statiscl unbestimmten Balken au 3 Stützen mit überragen dem Ende (Abb. 106b zurück. Die Elastizitäts gleichungen (40a) liefern

$$X_a = \frac{\Sigma P_m\,\delta_{ma}}{\delta_{aa}}.$$

Für den Belastungs zustand $X_a = -1$ ist das Stützenmoment in c gleich $-1 . l_1$; mit Hilfe der durch den Fest punkt R verlängerten Momentenlinie erhält

man in d das Moment $\frac{1\, l_1\, l_2}{2\,(l_2 + l_3)}$. Zu der in Abb. 106c erhaltenen M_a-Fläche als Belastungsfläche zeichnet man mit der Polweite 1 das Seileck, das **Einflußlinie für X_a** mit dem Multiplikator $\mu = \frac{1}{\delta_{aa}}$ wird (Abb. 106d). Die Punkte c', d', b' müssen auf einer Geraden liegen! Dem Festpunkt R entspricht ein Wendepunkt R' der Biegungslinie. Der Maßstab ist gleichgültig, sofern es sich nur um den Einfluß von P handelt. Bei veränderlichem Querschnitt multipliziert man die Ordinaten der belastenden M_a-Fläche mit $\frac{J_c}{J}$ (S. 119).

Abb. 107.



Will man die X_a-Linie mit $\mu = 1$ erhalten, so dividiere man die Ordinaten der M_a-Fläche durch $EJ\delta_{aa} = \int M_a^2\,dx$ (Gleichung 72). Das Integral ist für alle 3 Oeffnungen zu ermitteln! Man erhält dadurch die neue Belastungsfläche in Abb. 106e mit den Ordinaten z_c und z_d über den Mittelstützen und zeichnet dazu das Seileck mit der Polweite 1. Unter dem Auflager a ist die Ordinate = 1; unter den anderen Stützen wieder = 0. Die Rechnung mit Hülfe der ω-Werte liefert in der ersten Oeffnung

$$\eta_1 = 1\,\frac{x'}{l_1} - z_c\,\frac{l_1^2}{6}\,\omega_D \quad (x \text{ von links ausgehend}),$$

in der zweiten Oeffnung

$$\eta_2 = (z_c + z_d)\,\frac{l_2^2}{6}\,\omega_D - z_c\,\frac{l_2^2}{2}\,\omega_R \quad (x \text{ von links ausgehend}),$$

in der dritten Oeffnung

$$\eta_3 = z_d\,\frac{l_3^2}{6}\,\omega_D \quad (x \text{ von rechts ausgehend}).$$

In diese Formeln sind die Werte s absolut einzusetzen. Die X_b-Linie wird entsprechend gefunden.

Der Einflufs von Temperaturänderungen und Stützenverschiebungen ist mit Hülfe der T-Momente (S. 129) zu untersuchen.

Ebenso verfährt man bei dem Balken auf 5 Stützen.

Aus der X_a-Linie lassen sich die anderen Einflufslinien in ähnlicher Weise ableiten wie bei dem Balken auf 3 Stützen. Die Abb. 106f, g, h bringen Beispiele.

Zur Untersuchung der Mittelöffnung führt man die Multiplikation der $\mathfrak{M}_c$-Linie und der aus der X_b-Linie gefundenen $\mathfrak{M}_d$-Linie mit ihren Multiplikatoren aus und zeichnet dann mit ihrer Hilfe für die Oeffnung l_3 die Spitzenkurven und alle Einflufslinien (S. 131). In Abb. 106i ist eine Q-Linie für die Mittelöffnung eingetragen (Abb. 98b, S. 133).

Die **Berechnung eines Fachwerkbalkens auf 3 Stützen** gestaltet sich ähnlich wie bei dem vollwandigen Träger. Als statisch unbestimmbare Gröfse wird der Widerstand X_a der Mittelstütze eingeführt (Abb. 107a). Man zeichnet für den Zustand $X_a = -1$ entweder nach dem Williotschen oder Stabzugverfahren oder mit Hülfe der elastischen Gewichte w die Biegungslinie der unteren Gurtung, die zur Einflufslinie für X_a wird;

$$\mu = \frac{1}{\delta_{aa}}.$$

Bei Ermittlung der Biegungslinie darf man die Füllungsstäbe starr annehmen und sich auf den Einflufs der Gurtungen beschränken. Das elastische Gewicht wird (Gleichung 48) bei der hier zulässigen Annahme unveränderlicher Werte E und F für einen Obergurt- bzw. Untergurtstab

$$EF w_m = \mp EF \frac{\Delta s_m}{r_m} = \mp \frac{y_m s_m}{r^2_m}, \quad . \quad . \quad . \quad (101)$$

worin $y_m = M_{a\,m}$, dem Angriffsmoment des Knotenpunktes m für den Zustand $X_a = -1$, ist. Zu diesen w-Kräften wird das Seileck mit Polweite 1 als Biegungslinie gezeichnet, deren Ecken unter den Querträgern liegen. Handelt es sich nur um den Einflufs von P, so steht die Wahl der Höhe der M_a-Fläche und der Polweite frei.

Für Parallelträger mit gleichen Feldweiten darf man das w-Gewicht noch weiter vereinfachen:

$$w_m = y_m \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (102)$$

Die Einflufslinien für A, M_m (daraus für O_m und U_m), $\mathfrak{M}_a$ und Q_m ergeben sich wie bei dem vollwandigen Balken aus der X_a-Linie (Abb. 105b bis e, S. 136). Die Einflufslinien für eine linkssteigende Strebe D_m und eine rechtssteigende D_{m+1} sind in Abb. 107b und c gezeichnet. Betreffs der Werte v vgl. man S. 95. Zur Zerlegung nach v ist wegen des Multiplikators μ an Stelle der Kraft 1 die Kraft $\frac{1}{\mu}$ zu setzen.

Der Einflufs von Temperaturänderungen ist

$$X_{at} = \frac{\delta_{at}}{\delta_{aa}} \quad \text{und} \quad S_t = -X_{at} S_a.$$

Bei gleichmäfsiger Erwärmung ist $\delta_{at} = 0$, wenn die drei Auflagerpunkte auf einer Geraden liegen; ist letzteres nicht der Fall, ver-

nachlässigt man δ_{at}. Bei ungleichmäfsiger Temperaturänderung der beiden Gurte ist dies nicht zulässig. Bezeichnet t_o die Temperatur des Obergurts, t_u die des Untergurts, so berechnet man die w-Gewichte w_t der Knotenpunkte des Untergurts infolge $t_o - t_u$ nach

$$w_{tm} = -\frac{\varepsilon(t_o - t_u)o_m}{r_m},$$

zeichnet dazu das Seileck mit der Polweite 1 und erhält unter der Mittelstütze die Verschiebung δ_{at}. Damit wird

$$X_{at} = \mp \frac{\delta_{at}}{\delta_{aa}}$$

negativ oder positiv, je nachdem die obere oder die untere Gurtung stärker erwärmt wird.

G. Der Zweigelenkbogen.

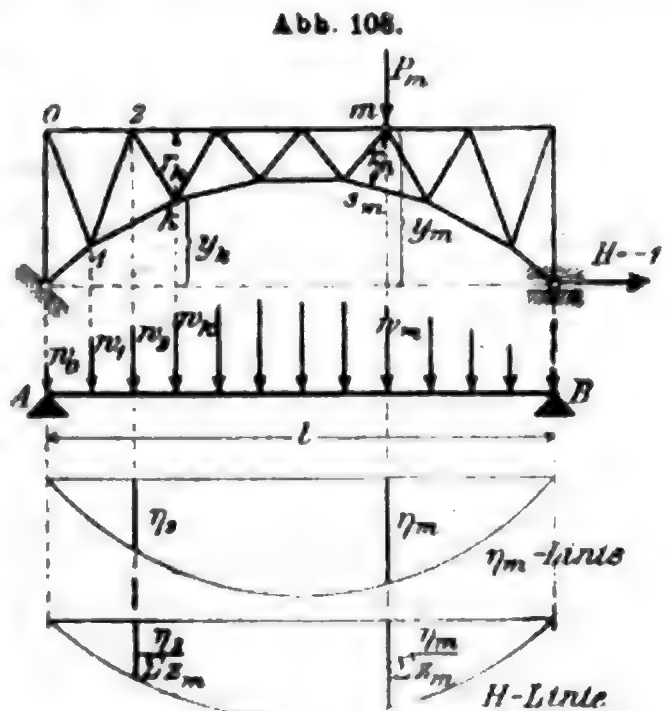
Als statisch unbestimmte Gröfse X_a führt man den Horizontalschub des Bogens (Abb. 113, S. 143) ein. Die Auflagerkräfte sind bei starren Widerlagern

$$X_a = \frac{\Sigma P_m \delta_{ma}}{\delta_{aa}} + \frac{\delta_{at}}{\delta_{aa}} \text{ (Gleichung 40a)},$$

$$H = X_a, \quad A = \Sigma P \frac{b}{l} \text{ und } B = \Sigma P \frac{a}{l}.$$

Um die Einflufslinie für $X_a = H$ zu finden, belastet man einen einfachen Balken von der Stützweite l mit den elastischen Gewichten w (Gleichung 48, S. 115) und rechnet das Seileck (S. 113), d. i. die Biegungslinie, für den Zustand $X_a = -1$ (Abb. 108).

Abb. 108.



Besteht der Bogen aus Fachwerk und einem mittleren vollwandigen Teil (Abb. 86, S. 122), dann kommen zu den elastischen Gewichten nach Gleichung (48) noch die des vollwandigen Teiles nach Gleichung (61) hinzu, und zwar in der Regel nur die auf die Momente und gleichmäfsige Temperaturänderung bezüglichen.

Das w-Gewicht ist bei starr angenommenen Füllungsstäben:

$$EF_c w_m = \frac{y_m s_m}{r^2_m} \cdot \frac{F_c}{F_m},$$

worin y_m gleich dem Moment für den Punkt m infolge $H = -1$, F_c irgend ein unveränderlicher Querschnitt und F_m der Querschnitt des Stabes s_m ist. In Abb. 109 fallen je zwei Knotenpunkte m in die Lotrechte, weshalb die ihnen zugeschriebenen Gewichte zu addieren sind.

Für den Einfluſs der Lasten P_m ergibt sich:

$$\delta_{ma} = \frac{\eta_m}{E F_c},$$

wenn η_m die zu P_m gehörige Ordinate der Biegungslinie ist,

$$\delta_{aa} = \Sigma S^2_a \frac{s}{EF} = \frac{1}{EF_c} \Sigma \left(\frac{y^2_m s_m}{r^2_m} \frac{F_c}{F_m} \right) = \frac{1}{EF_c} \Sigma z_m$$

und

$$X_a = H = \frac{\Sigma P_m \delta_{ma}}{\delta_{aa}} = \frac{\Sigma P_m \eta_m}{\Sigma z_m} \quad . \; . \; . \quad (103)$$

Die X_a-Linie oder **H-Linie** findet man nach Ausrechnen ihrer Ordinaten. Das Gewicht w_0 hat auf die Ordinate η_m keinen Einfluſs, wohl aber auf Σz_m.

Der Einfluſs einer gleichmäſsigen Erwärmung ist:

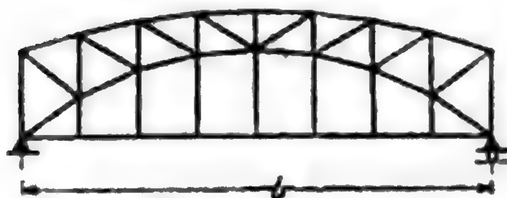
$$H_t = \frac{\delta_{at}}{\delta_{aa}} = \frac{\varepsilon E t l F_c}{\Sigma z_m}, \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (104)$$

weil $\delta_{at} = \varepsilon t l$ gleich der Aenderung der Stützweite ist.

Wenn der **Horizontalschub des Bogens durch ein Zugband aufgehoben** wird (Abb. 109), ist der Träger äuſserlich statisch bestimmt, innerlich aber nach H, der Spannkraft des Zugbandes, statisch unbestimmt.

Es wird
$$\delta_{aa} = \frac{1}{EF_c} \left(\Sigma z_m + \frac{F_c}{F_z} l \right),$$

Abb. 109.



wo F_z den Querschnitt des Zugbandes bedeutet, und

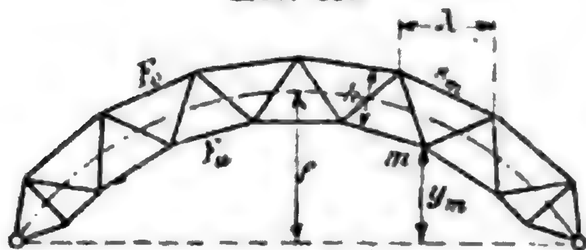
$$H = \frac{\Sigma P_m \cdot \eta_m}{\Sigma z_m + \frac{F_c}{F_z} l} \cdot \quad (105)$$

Bei Dachbindern darf man das Glied $\frac{F_c}{F_z} l$ streichen, auch für den Fall einer leichten Sprengung des Zugbandes.

Die Momente folgen, wie bei dem einfachen Zweigelenkbogen, der Gleichung $M_m = Mo_m - H y_m$.

Eine gleichmäſsige Temperaturänderung des Systems gibt $H_t = 0$, ungleichmäſsige liefert annähernd:

Abb. 110.



$$H_t = \frac{\varepsilon E F_c l}{\Sigma z_m} \Delta t, \quad . \quad (106)$$

wenn die Temperatur des Zugbandes von der des übrigen Bogens um Δt unterschieden ist.

Besondere Fälle.

Hat der **Bogen nahezu unveränderliche Höhe (Parallelbogen)** (Abb. 110), so darf man den Mittelwert von h unveränderlich annehmen, $F_c : F_m = 1$ setzen, unter F_c einen mittleren Gurtquerschnitt ver-

standen, und für s einen mittleren Wert, die Feldweite λ, einführen. Man rechnet also mit:

$$\frac{h^2}{\lambda} E F_c w_m = y_m \quad \text{und} \quad z_m = y^2_m \quad . \; . \; . \quad (107)$$

Der Horizontalschub infolge gleichmäfsiger Erwärmung ist:

$$H_t = \frac{\varepsilon E t l h^2 F_c}{\lambda \Sigma z_m} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (108)$$

Wenn die Bogenachse einer Parabel oder einem flachen Kreisbogen folgt, darf man die Einflufslinie für den Horizontalschub durch eine **parabolische H-Linie** von der Gleichung:

$$H = \frac{3ab}{4fl}\nu \quad \text{und dem Pfeil} \quad z = \frac{3l}{16f}\nu$$

ersetzen, worin: $\nu = \dfrac{1}{1 + \dfrac{15}{32}\dfrac{h^2}{f^2}}$ . . (109)

und f gleich der Pfeilhöhe der Bogenachse ist. Die Zahl ν unterscheidet sich nur wenig von 1. Der Temperatureinflufs wird:

$$H_t = \frac{15 \varepsilon E t h^2 F_c}{16 f^2}\nu \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (110)$$

Abb. 111.

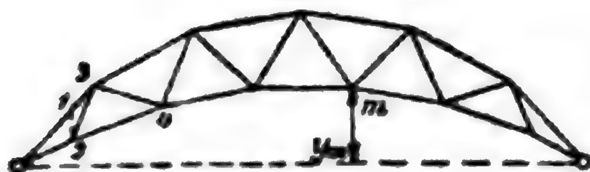


Abb. 112.

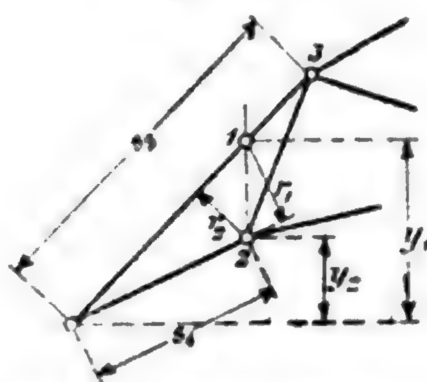
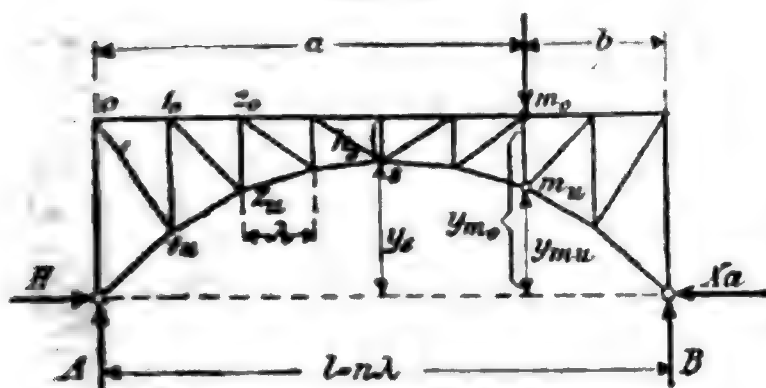


Abb. 113.



Bei dem **Sichelbogen** (Abb. 111) wird, wenn F_c einen mittleren Gurtquerschnitt bedeutet, $\frac{F_c}{F_m} = 1$ gesetzt. Daraus folgt:

$$E F_c w_m = \frac{y_m s_m}{r^2_m}, \quad z_m = \frac{y^2_m s_m}{r^2_m}, \quad H_t = \frac{\varepsilon E t l F_c}{\Sigma z_m} \; . \; (111)$$

Am Knotenpunkt 2 (Abb. 112) hilft man sich mit den Formeln:

$$E F_c w_2 = \frac{y_1 s_1}{r^2_1} + \frac{y_2 s_2}{r^2_2} \quad \text{und} \quad z_2 = \frac{y^2_1 s_1}{r^2_1} + \frac{y^2_2 s_2}{r^2_2}.$$

Sind die Stablängen s_m wenig verschieden, dann empfiehlt es sich, s rund λ anzunehmen; dadurch erhält man

$$\frac{E F_c}{\lambda} w_m = \frac{y_m}{r^2_m}, \quad z_m = \frac{y^2_m}{r^2_m}, \quad H_t = \frac{\varepsilon E t l F_c}{\lambda \Sigma z_m} \quad (112)$$

Bei **Zweigelenkbogen mit wagerechtem oder schwach gekrümmtem Obergurt** (Abb. 113) wird das Verhältnis der Gurtquerschnitte $F_o : F_u$ in der Nähe des Bogenscheitels ausschlaggebend für die Ergebnisse. Man wählt $F_c = F_o$, dem Obergurtquerschnitt im Scheitel, und erhält bei gleichen λ:

$$\frac{EF_o}{\lambda} w_m = \frac{y_{mu} + y_{mo}\frac{F_o}{F_u}}{h^2_m}, \quad z_m = \frac{y^2_{mu} + y^2_{mo}\frac{F_o}{F_u}}{h^2_m} \qquad (118)$$

und

$$H_t = \frac{\varepsilon E F_o l}{\lambda \Sigma z_m} t$$

Abb. 114.

Für den Scheitel ergibt sich:

$$\frac{EF_o}{\lambda} w_s = 2\frac{y_s}{h^2_s}$$

und

$$z_s = 2\frac{y^2_s}{h^2_s}.$$

Bei den üblichen Scheitelhöhen von $h_s = \frac{l}{40}$ bis $\frac{l}{60}$ setze man $\frac{F_o}{F_u} = 1$, beachte aber, daſs in den mittelsten 4 bis 6 Feldern dieses Querschnittsverhältnis auch wirklich ausgeführt werden muſs.

Die übrigen Einfluſslinien des Zweigelenkbogens findet man aus der H-Linie.

Die **M_m-Linie** folgt aus der Beziehung (Abb. 114):

$$M_m = M_{0m} - H y_m$$

$$= y_m\left(\frac{M_{0m}}{y_m} - H\right).$$

M_{0m} ist das einfache Balkenmoment an der Stelle m. Man zieht von der mit $\frac{1}{y_m}$ multiplizierten M_{0m}-Fläche die H-Fläche ab.

Der Multiplikator ist $\mu = y_m$. Aus den M-Linien ergeben sich die O- und U-Linien.

Die Einfluſslinien für die Füllungsstäbe lassen sich, z. B. für D, aus der Bedingung ableiten:

$$D = \frac{M_{0i}}{r_i} - H\frac{y_i}{r_i} = \frac{y_i}{r_i}\left(\frac{r_i}{y_i} D_0 - H\right).$$

Der Index 0 bezieht auf den einfachen Balken. Zur Ermittlung der **D-Linien** ist die H-Linie von der $\frac{r_i}{y_i}$ D_0-Linie abzuziehen. Man nehme $A' J' = 1\,(x_i : y_i)$, ziehe die beiden Geraden $J' B'$ und $A' J''$, die sich in i' senkrecht unter i schneiden müssen, und trage die dem fraglichen Felde $F_1 F_2$ entsprechende Gerade $L_1 L_2$ ein. Der Multiplikator ist $\mu = (y_i : r_i)$.

Für die Werte $\frac{x_i}{y_i}$ und $\frac{y_i}{r_i}$ der Einflußlinien der Streben ist die Beziehung wichtig:

$$\frac{x_i}{y_i} = \frac{D_{A=1}}{D_{H=1}}, \quad \frac{x_i'}{y_i} = \frac{D_{B=1}}{D_{H=1}} \quad \text{und} \quad \frac{y_i}{r_i} = D_{H=1}.$$

Die Größen $D_{A=1}$, $D_{B=1}$ und $D_{H=1}$ lassen sich entweder aus Cremonaschen Kräfteplänen für $A = 1$, $B = 1$ und $H = 1$ ablesen oder nach den folgenden Formeln (s. auch S. 87) rechnen:

$$\left.\begin{aligned} \cos\varphi_m\, D_{m\,(A=1)} &= \frac{x_m}{h_m} - \frac{x_{m-1}}{h_{m-1}} \\ \cos\varphi_m\, D_{m\,(B=1)} &= \frac{x'_m}{h_m} - \frac{x'_{m-1}}{h_{m-1}} \\ \cos\varphi_m\, D_{m\,(H=1)} &= \frac{y_m}{h_m} - \frac{y_{m-1}}{h_{m-1}} \end{aligned}\right\}; \quad . \quad . \quad . \quad (114)$$

h_m ist die Trägerhöhe im Punkte m; φ_m der Winkel, den die Strebe D_m mit der Wagerechten einschließt.

Die Elastizitätsgleichung für den vollwandigen Bogen mit zwei Gelenken ergibt sich aus der Bedingung (Abb. 115a):

$$\Delta l = \int \Delta\, ds \cos\varphi + \int y\, \tau,$$

und zwar ist Δl, wenn die Widerlager starr sind, $= 0$.

Man erhält:

$$\Delta l = \int \frac{N dx}{EF} + \int \frac{M y dx}{EJ'} + \varepsilon t l, \quad . \quad . \quad . \quad (115)$$

worin $J' =$ dem mittleren Werte von $J \cos\varphi$ ist. Das erste Integral hat auf das Ergebnis nur geringen Einfluß und kann bei nicht sehr flachen Bogen fortfallen. Im übrigen empfiehlt sich die Annäherung:

$$N = -H \sec\varphi,$$

so daß $\int \frac{N dx}{EF} = -\frac{H l}{EF'}$ wird, wo F' den mittleren Wert von $F \cos\varphi$ bedeutet. M im zweiten Integral wird durch $M_0 - H y$ ersetzt ($M_0 = M$ für den einfachen Balken von der Stützweite l) und liefert:

$$\int \frac{M y dx}{EJ'} = \frac{1}{EJ'} \int M_0 y\, dx - \frac{H}{EJ'} \int y^2 dx.$$

Bezeichnet $\mathfrak{F}_y$ die Fläche zwischen Bogen und Sehne, ferner e den Schwerpunktabstand der $\mathfrak{F}_y$-Fläche von der Sehne (Abb. 115b) so wird $\int y^2 dx = 2\,\mathfrak{F}_y \cdot e$; im besonderen bei dem parabolischen Bogen und bei dem flachen Kreisbogen:

$$\int y^2 dx = \frac{8}{15} f^2 l, \qquad \text{. . . . . . (116)}$$

worin f der Pfeil der Bogenachse ist.

Abb. 115.

Man erhält für beliebige Bogenform:

$$\left.\begin{aligned} H &= \frac{\int M_0\, y\, dx}{\int y^2\, dx}\,\nu \\ \text{mit}\quad \nu &= \frac{1}{1 + \dfrac{J'\,l}{F' \int y^2\, dx}} \end{aligned}\right\}; \quad . \quad (117)$$

für Parabel- und flache Kreisbogen:

$$\left.\begin{aligned} H &= \frac{\int M_0\, y\, dx}{\frac{8}{15} f^2 l}\,\nu \\ \text{mit}\quad \nu &= \frac{1}{1 + \dfrac{15\, J'}{8 f^2 F'}} \end{aligned}\right\} \quad . \quad (118)$$

Eine Last P bewirkt (Abb. 115c): $\int M_0\, y\, dx = P\, M_y$;
M_y ist das Biegungsmoment an der Stelle $x = a$ des einfachen Balkens AB infolge der Belastung durch die $\mathfrak{F}_y$-Fläche. Für Einzellasten folgt bei beliebiger Bogenform:

$$H = \frac{P\, M_y}{\int y^2\, dx}\,\nu \quad \text{. . . . . (119)}$$

Bei Parabel- und flachen Kreisbogen ergibt sich für die H-Linie eine Kurve, an deren Stelle man eine Parabel von der Pfeilhöhe:

$$z = \frac{3\,l}{16\,f}\,\nu \quad . \quad . \quad (120)$$

Abb. 116.

setzen kann. Die im Kräftemaßstab aufzutragenden **Ordinaten der parabolischen H-Linie** folgen dann der Gleichung:

$$H = \frac{3}{4}\,\frac{a\,b}{f\,l}\,\nu. \quad \text{. . . . . (121)}$$

(vgl. auch S. 143, Parallelbogen).

Bei dem **vollwandigen Zweigelenkbogen mit aufgehobenem Horizontalschub** (Abb. 116) ist $\Delta l = \dfrac{H\,l}{E F_z}$, wenn der Querschnitt des Zugbandes $= F_z$ ist. Man erhält daher für Parabel- und flache Kreisbogen:

$$H = \frac{3}{4} P \frac{ab}{fl} \nu',$$

worin:

$$\nu' = \frac{1}{1 + \frac{15}{8} \frac{J'}{F' f^2}\left(1 + \frac{F'}{F_z}\right)} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (122)$$

H_t ist bei gleichmäfsiger Erwärmung $= 0$. Für Dachbinder darf man selbst bei leicht gesprengter Zugstange $\nu' = 1$ setzen.

Zur Untersuchung des vollwandigen Bogens bedarf es der **Kernpunktmomente** M^o **und** M^u. Es genügt, die Kernpunkte o und u in dem lotrechten, der Pfostenmitte entsprechenden Schnitt s anzunehmen (Abb. 117a). Für den radialen Querschnitt (Abb. 117b) sind die Widerstandsmomente

Abb. 117.

$$W^o = \frac{J}{e_o}, \quad W^u = \frac{J}{e_u},$$

die Kernhalbmesser (s. auch Bd. I, 4. Abschn., Zusammengesetzte Festigkeit):

$$k_o = \frac{W^u}{F}, \quad k_u = \frac{W^o}{F},$$

wenn F den Querschnitt abzüglich der Nietschwächung bedeutet, und die Spannungen der äufsersten Bogenfasern:

$$\sigma_o = -\frac{M^u}{W^o}, \qquad \sigma_u = +\frac{M^o}{W^u} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (123)$$

Die **Einflufslinien für die Kernpunktmomente**, M^o z. B., ergeben sich aus der Gleichung:

$$M^o = M_0 - H y_o = y_o \left(\frac{M_0}{y_o} - H\right).$$

Das heifst, von der $\frac{M_0}{y_o}$-Fläche ist die H-Fläche abzuziehen; der Multiplikator ist $\mu = y_o$ (Abb. 118).

Eine Last, die lotrecht über der Lastscheide E steht, erzeugt zwei Kämpferdrücke, die sich mit P im Punkte E' schneiden. Der Abstand $\eta_k = P \frac{ab}{lH}$ bestimmt für die wandernde Last den geometrischen Ort

aller Punkte E', die **Kämpferdrucklinie.** Für den Parabel- und flachen Kreisbogen ergibt sich der unveränderliche Wert:

$$\eta_k = \frac{4f}{3\nu}; \quad \ldots \ldots \quad (124)$$

die Kämpferdrucklinie ist dann parallel zur Sehne AB.

Gleichmäfsige Vollbelastung mit g (Eigengewicht) gibt:

$$H_g = g\frac{l^2}{8f}\nu \text{ und } M_g^{o(u)} = g\frac{xx'}{2} - H_g y_{o(u)} \quad . \quad (125)$$

Die Kernpunktmomente infolge gleichförmig verteilter Verkehrslast p sind (Abb. 118)

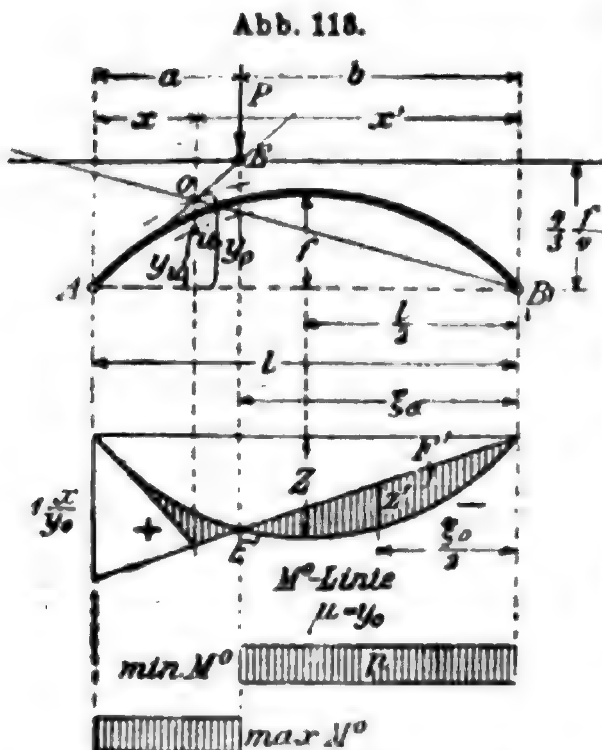
$$\min M^o = p\mathfrak{F}y_o = -p\,y_o\frac{\xi^3_o}{8fl}\nu$$

(es verhält sich der Inhalt $\mathfrak{F}$ zum Inhalt der parabolischen H-Fläche wie $\xi^3_o : l^3$) und

$$\max M^o = p\frac{xx'}{2} - \frac{p\,y_o}{8fl}(l^3 - \xi^3_o)\nu \quad \ldots \quad (126)$$

Aehnlich bei zwei Lastscheiden und für min M^u und max M^u.

Abb. 118.



Der **Einflufs einer Temperaturänderung** auf H ergibt sich für vollwandige Parabel- und flache Kreisbogen unter Vernachlässigung der Längskraft zu:

$$H_t = \frac{15}{8}\,\frac{\varepsilon E t J'}{f^2} \quad . \quad (127)$$

Zur Sicherheit setze man hierin statt J' das gröfste Trägheitsmoment J des Bogens ein. Die entsprechenden Momente werden

$$M_t^{o(u)} = H_t\,y_{o(u)}.$$

Die **Querschnitte** sind von vornherein nicht bekannt. Man nimmt daher zu ihrer überschläglichen Bestimmung zunächst an, die Bogenachse liege in $\frac{1}{2}h_s$, d. h. in halber Stehblechhöhe, und schätzt die Kernhalbmesser $k_o = k_u = \frac{5}{12}h_s$, wobei es sich empfiehlt, h_s etwa $\frac{1}{50}l$ und $h = 1{,}1\,h_s$ zu wählen. Dann werden die Kernpunktmomente in $\frac{l}{4}$ gesucht. Man berechne die H-Linie nach $H = \frac{3}{4}\,\frac{ab}{fl}\nu$, indem man mit Bezug auf $\frac{J'}{F'} = \frac{J}{F}$ einsetzt:

$$\nu = \frac{1}{1 + \frac{25}{64}\,\frac{h_s h}{f^2}}.$$

Mit der H-Linie ergeben sich die M^o- und die M^u-Linie, so daſs die zum Bemessen der Querschnitte erforderlichen Momente infolge beweglicher Lasten min M_P^o und max M_P^u ermittelt werden können [für Eisenbahnbrücken mit Hilfe der parabolischen Einfluſslinien (S. 122)].

Dazu kommen noch die Momente $M_g^{o(u)}$ infolge Eigengewichts (Gleichung 125). Infolge einer Temperaturänderung entsteht

$$M_t^{o(u)} = H_t y_{o(u)} = -\frac{15}{8}\frac{\varepsilon E t J y_{o(u)}}{f^2}$$

und die Spannung

$$\sigma_t = \frac{M_t^{o(u)}}{2J} h = -\frac{15}{16}\frac{\varepsilon E t h y_{o(u)}}{f^2}.$$

Der zum gröſsten Gesamtmoment $M_P + M_g + M_t$ gehörige Wert σ_t ist von der zulässigen Spannung σ_s abzuziehen, worauf sich das in $\frac{l}{4}$ erforderliche Widerstandsmoment $W = \frac{M_P + M_g}{\sigma_s - \sigma_t}$ ergibt. Mit Hilfe des entsprechenden Querschnitts berichtigt man den Wert ν und berechnet schlieſslich die Kernpunktmomente min M^o und max M^u.

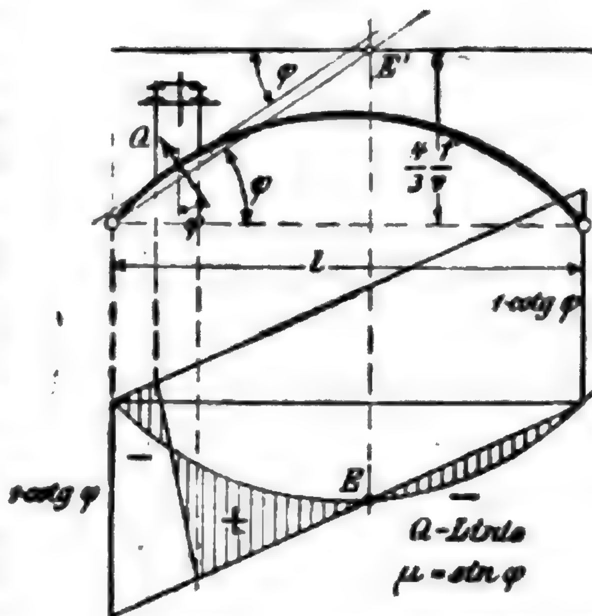
Die **Einfluſslinien für die Querkräfte** (Abb. 119) ergeben sich aus

$$Q = (A - \Sigma P)\cos\varphi - H\sin\varphi = \sin\varphi\,(Q_0 \operatorname{cotg}\varphi - H),$$

wo Q_0 = der Querkraft des einfachen Balkens, φ = dem Neigungswinkel der Sehne im fraglichen Felde.

Von der mit cotg φ multiplizierten Q_0-Fläche ist die H-Fläche abzuziehen; Multiplikator ist $\mu = \sin\varphi$. Die Lastscheide E liegt unter dem Punkt E' der Kämpferdrucklinie. Ist sin φ klein, rechne man Q_0 statt Q. Die Querkräfte infolge Eigengewichts sind bei Parabel- oder flachen Kreisbogen = 0 oder fast = 0. Die Werte Q sind zum Berechnen der Nietteilung erforderlich.

Abb. 119.

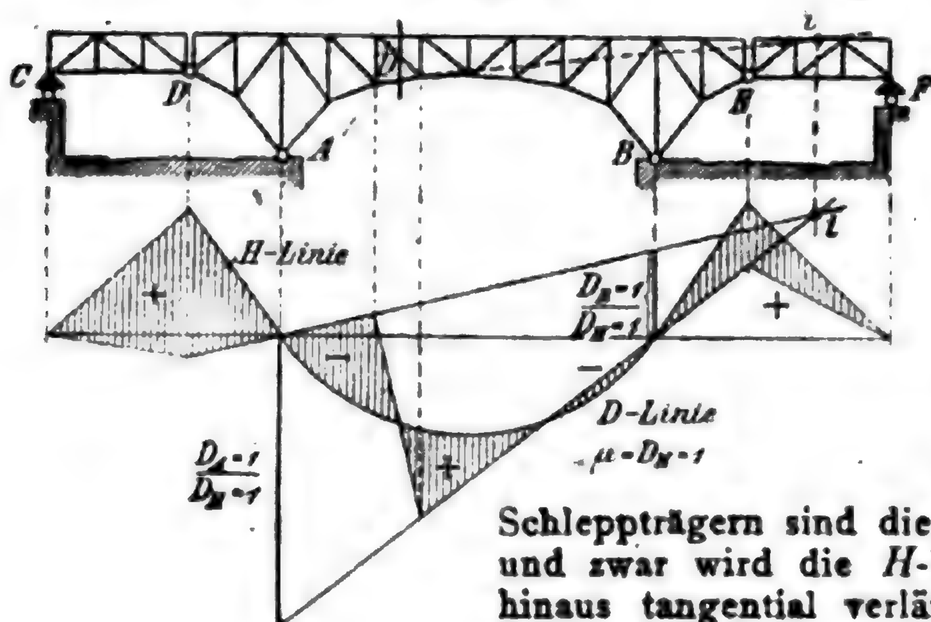


Bei Zweigelenkbogen von Eisenbahnbrücken wende man die parabolischen Einfluſslinien an. Z. B.: Die H-Linie ist nach Gleichung (109) und (120) eine Parabel von der Pfeilhöhe $s = \frac{3l}{16f}\nu$. Mit dem zur Spannweite l des Bogens gehörigen Werte P_i aus der Tafel auf S. 123 bis 125 ergibt sich: max $H = P_i s$.

Für min M^o (Abb. 118) ist $s' = s\frac{\xi_o^2}{l^2}$, worin $s = \frac{3l}{16f}\nu$ (nach Gleichung 120); es wird min $M^o = y_o P_i s'$, wenn P_i für $u = \xi_o$ der Tafel entnommen wird.

Zur Ermittlung der anderen Grenzwerte von M und Q s. Müller-Breslau, Graphische Statik, II. Bd., 2. Abt., S. 541 u. 550.

Abb. 120.

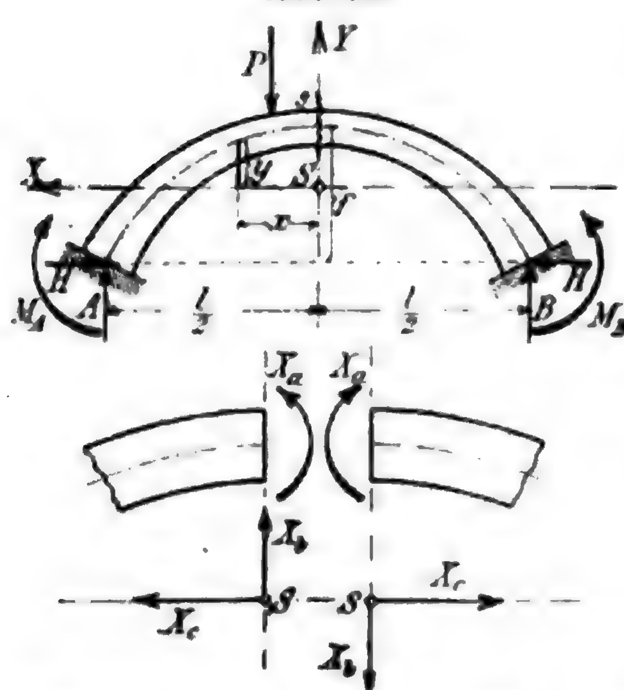


Der **Auslegerbogen** mit Schleppträgern, Abb. 120, wird innerhalb der Auflager A und B wie ein Zweigelenkbogen behandelt. Die Einflufslinien ergeben sich als Unterschiede der H-Linie und der entsprechenden Einflufslinien eines Gerberschen Balkens. Unter den Kragarmen und Schleppträgern sind die Einflufslinien gerade, und zwar wird die H-Linie über A und B hinaus tangential verlängert. Eine **D-Linie** ist aus der Zeichnung zu ersehen.

H. Der beiderseits eingespannte Bogen.

Ein lotrechter Schnitt durch die Mitte des symmetrischen Bogens in Abb. 121 liefert als statisch bestimmte Grundform zwei unten eingespannte Bogenhälften. Die im Schnitt wirksamen Kräfte werden durch die drei Unbekannten ersetzt: Moment X_a, lotrechte Kraft X_b und wagerechte X_c. Ueber die Lage der X-Achse verfügt man aus Zweckmäfsigkeitsgründen so, dafs $\int y\,dx = 0$ wird.

Abb. 121.



Die Elastizitätsbedingungen drücken aus, dafs die Drehungen der beiden Schnittstellen übereinstimmen, ihre Verschiebungen paarweise gleich sind.

Ein den Bogen im Scheitel aufbiegendes Moment sei positiv. Die Längskräfte werden nur in der dritten Gleichung berücksichtigt und gleich dem Horizontalschub X_c gesetzt. F ist ein mittlerer Querschnitt, J' ein unveränderlicher Mittelwert von $J\cos\varphi$; $dx = ds\cos\varphi$. Es ergeben sich die drei Gleichungen:

$$\int M\,dx = 0, \qquad \int M\,x\,dx = 0, \qquad \int M\,y\,dx + \frac{J'}{F}X_c l = 0 \quad . \quad (128)$$

$$M = M_0 - X_a \mp X_b x + X_c y.$$

M_0 bezieht auf die statisch bestimmte Grundform; das negative Vorzeichen von X_b gilt für die linke Bogenhälfte, das positive für die rechte.

Aus der ersten Elastizitätsgleichung folgt (Abb. 122), dafs eine links vom Scheitel stehende lotrechte Last $P=1$ hervorruft:

$$X_a = \frac{a^2}{2l} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (129)$$

Danach läfst sich die X_a-Linie zeichnen.

Die zweite Gleichung liefert als Ordinaten der X_b-Linie:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{links: } X_b = +\frac{a^2(l+2b)}{l^3}; & \text{unter dem Scheitel: } X_b = +\frac{1}{2} \\ \text{rechts: } X_b = -\frac{b^2(l+2a)}{l^3}; & \text{unter dem Scheitel: } X_b = -\frac{1}{2} \end{array}\right\} (130)$$

Aus der dritten Gleichung folgt für die X_c-Linie:

$$\left.\begin{array}{l} X_c = H = -\frac{\int M_0 y\,dx}{\int y^2 dx}\nu, \\ \text{worin} \quad \nu = \frac{1}{1+\frac{J'}{F}\frac{l}{\int y^2 dx}} \end{array}\right\} (131)$$

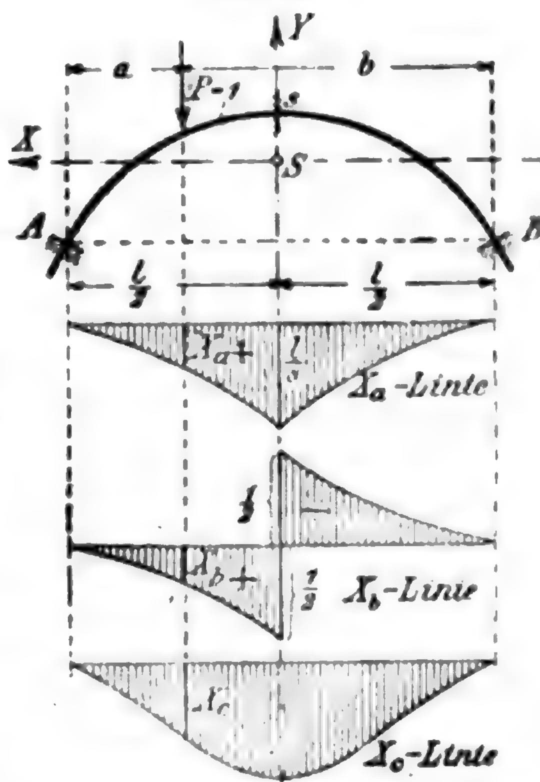


Abb. 122.

die Längskraft berücksichtigt. Die letzte Beziehung vereinfacht sich für parabolische Bogenachse:

$$\left.\begin{array}{ll} & H = \frac{15}{4f}\frac{a^2 b^2}{l^3}\nu \\ \text{und} & \nu = \frac{1}{1+\frac{45}{4f^2}\frac{J'}{F}} \end{array}\right\} \quad (132)$$

Die X-Achse ist durch die Bedingung $\int y\,dx = 0$ im Abstande $\frac{2}{3}f$ von der Bogensehne festgelegt.

Die zugehörigen **Einflufslinien für die Einspannungsmomente** M_A und M_B sind infolge einer auf der linken Bogenhälfte stehenden Last $P=1$:

$$M_A = -\frac{ab^2}{l^2}\left(1-\frac{5}{2}\frac{a}{l}\nu\right) \text{ und } M_B = +\frac{a^2 b}{l^2}\left(1-\frac{5}{2}\frac{b}{l}\nu\right) (133)$$

Die A-Linie und ihr Spiegelbild, die B-Linie, lassen sich nach Abb. 123 aus der X_b-Linie ableiten; es gilt unter $P=1$:

$$A = P\frac{b^2(l+2a)}{l^3}, \qquad B = P\frac{a^2(l+2b)}{l^3} \quad . \; . \quad (134)$$

Die Punkte der **Kämpferdrucklinie** (Abb. 124) haben von der X-Achse die Abstände:

$$y_k = \frac{2}{H} \frac{a^2 b^2}{l^3} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (135)$$

Zu dem Parabelbogen gehört der unveränderliche Wert:

$$y_k = \frac{8}{15} \frac{f}{\nu} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (136)$$

Um die Lage der Kämpferdrücke K zu rechnen, benutzt man die Strecken (Abb. 124):

$$\alpha = \frac{a}{1 + 2\frac{a}{l}} \quad \text{und} \quad \beta = \frac{b}{1 + 2\frac{b}{l}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (137)$$

Abb. 123.

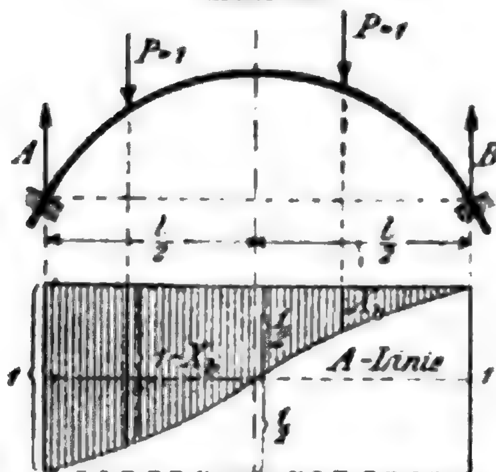


Abb. 124.

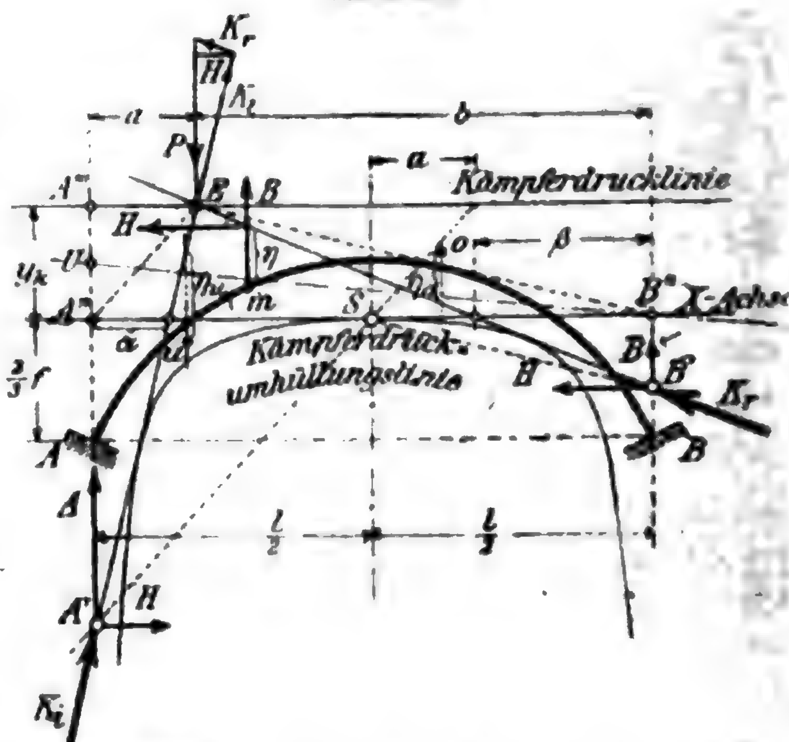
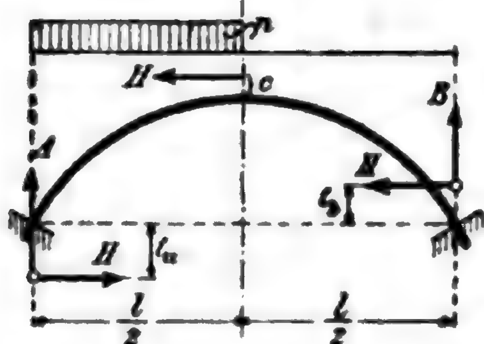


Abb. 125.



Die Abbildung zeigt auch einen zeichnerischen Weg.

Zerlegt man P nach den Richtungen der Kämpferdrücke, so werden K_l, K_r und H erhalten (Abb. 124). Die Richtungen von K_l und K_r gehen bei wandernder Last durch immer neue Punkte A' und B'; sie umhüllen die aus zwei Hyperbeln bestehende **Kämpferdrucklinie.**

Die Untersuchung des Bogens mit Hilfe der Kernpunktmomente geschieht ähnlich wie bei dem Zweigelenkbogen. Infolge einer Last $P = 1$ ist das Moment für einen unteren Kernpunkt u: $M_u = + H\eta_u$, für einen oberen o: $M_o = - H\eta_o$.

Damit lassen sich die **Einflußlinien für die Kernpunktmomente** zeichnen. Zur vorläufigen Schätzung des Koeffizienten ν setzt man:

$$\frac{J'}{F} = \frac{J}{F} = \sim \frac{1}{5} h_s^2, \qquad \text{also:} \quad \nu = \frac{1}{1 + \frac{9}{4} \frac{h_s^2}{f^2}} \quad . \quad (138)$$

Wenn die linke Bogenhälfte auf der Strecke a von der linken Auflagerlotrechten aus eine gleichmäßig verteilte Last p trägt, so ergeben sich die Werte (Abb. 125):

$$\left.\begin{aligned} H &= p\frac{l^2}{8f}\frac{a^3}{l^3}\left(10-15\frac{a}{l}+6\frac{a^2}{l^2}\right)\nu \\ A &= p\,l\frac{a^3}{l^3}\left(\frac{l^2}{a^2}+\frac{1}{2}\frac{a}{l}-1\right), \qquad B = p\,l\frac{a^3}{l^3}\left(1-\frac{1}{2}\frac{a}{l}\right) \\ M_A &= -p\frac{l^2}{12}\frac{a^3}{l^3}\left[6\frac{l}{a}-8+3\frac{a}{l}-\left(10-15\frac{a}{l}+6\frac{a^2}{l^2}\right)\nu\right] \\ M_B &= +p\frac{l^2}{12}\frac{a^3}{l^3}\left[4-3\frac{a}{l}-\left(10-15\frac{a}{l}+6\frac{a^2}{l^2}\right)\nu\right] \end{aligned}\right\} \quad (139)$$

Ist die eine Hälfte des Bogens gleichmäßig belastet (Abb. 125), so erhält man:

$$A = \frac{13}{32}p\,l, \qquad B = \frac{3}{32}p\,l, \qquad H = \frac{p\,l^2}{16f}\nu$$

$$M_A = -\frac{p\,l^2}{192}(11-8\nu), \qquad M_B = +\frac{p\,l^2}{192}(5-8\nu)$$

Im Scheitel ist das Moment: $M_S = \frac{p\,l^2}{48}(1-\nu)$. (140)

Die Angriffspunkte des Horizontalschubes sind bestimmt durch:

$$t_a = f\left(\frac{11}{12}\frac{1}{\nu}-\frac{2}{3}\right), \qquad t_b = f\left(\frac{5}{12}\frac{1}{\nu}-\frac{2}{3}\right), \qquad c = \frac{f}{8}\frac{1-\nu}{\nu}$$

Legt man das Seileck der Belastung durch diese drei Punkte, so erhält man die Drucklinie, aus der die einzelnen Momente leicht abzuleiten sind. Die größten Momente treten an den Kämpfern auf.

Für volle gleichmäßige Belastung werden:

$$\left.\begin{aligned} A = B = \frac{1}{2}p\,l, \quad H = \frac{p\,l^2}{8f}\nu, \quad M_A = M_B = \frac{p\,l^2}{12}(1-\nu) \\ t_a = t_b = \frac{2}{3}f\frac{(1-\nu)}{\nu}, \quad M_S = \frac{p\,l^2}{24}(1-\nu), \quad c = \frac{1}{3}f\frac{1-\nu}{\nu} \end{aligned}\right\} \quad (141)$$

Die ständige Last g auf der ganzen Länge und die veränderliche p auf der linken Hälfte ergibt:

$$\left.\begin{aligned} H = \frac{l^2}{16f}\nu(2g+p); \qquad M_A = \frac{1}{64}p\,l^2 + \frac{2}{3}Hf\frac{1-\nu}{\nu} \\ M_B = -\frac{1}{64}p\,l^2 + \frac{2}{3}Hf\frac{1-\nu}{\nu}, \quad M_S = Hc = \frac{1}{3}Hf\frac{1-\nu}{\nu} \end{aligned}\right\} \quad (142)$$

Eine gleichmäßige Temperaturänderung erzeugt:

$$\left.\begin{aligned} H_t = \pm\frac{45}{4f^2}\varepsilon\,t\,E\,J' \\ M_A = \mp\frac{15}{2f}\varepsilon\,t\,E\,J'; \qquad M_S = \mp\frac{15}{4f}\varepsilon\,t\,E\,J' \end{aligned}\right\} \quad (143)$$

Die Wärmeschwankungen haben sehr großen Einfluß.

J. Die durch einen einfachen Balken versteifte Kette.

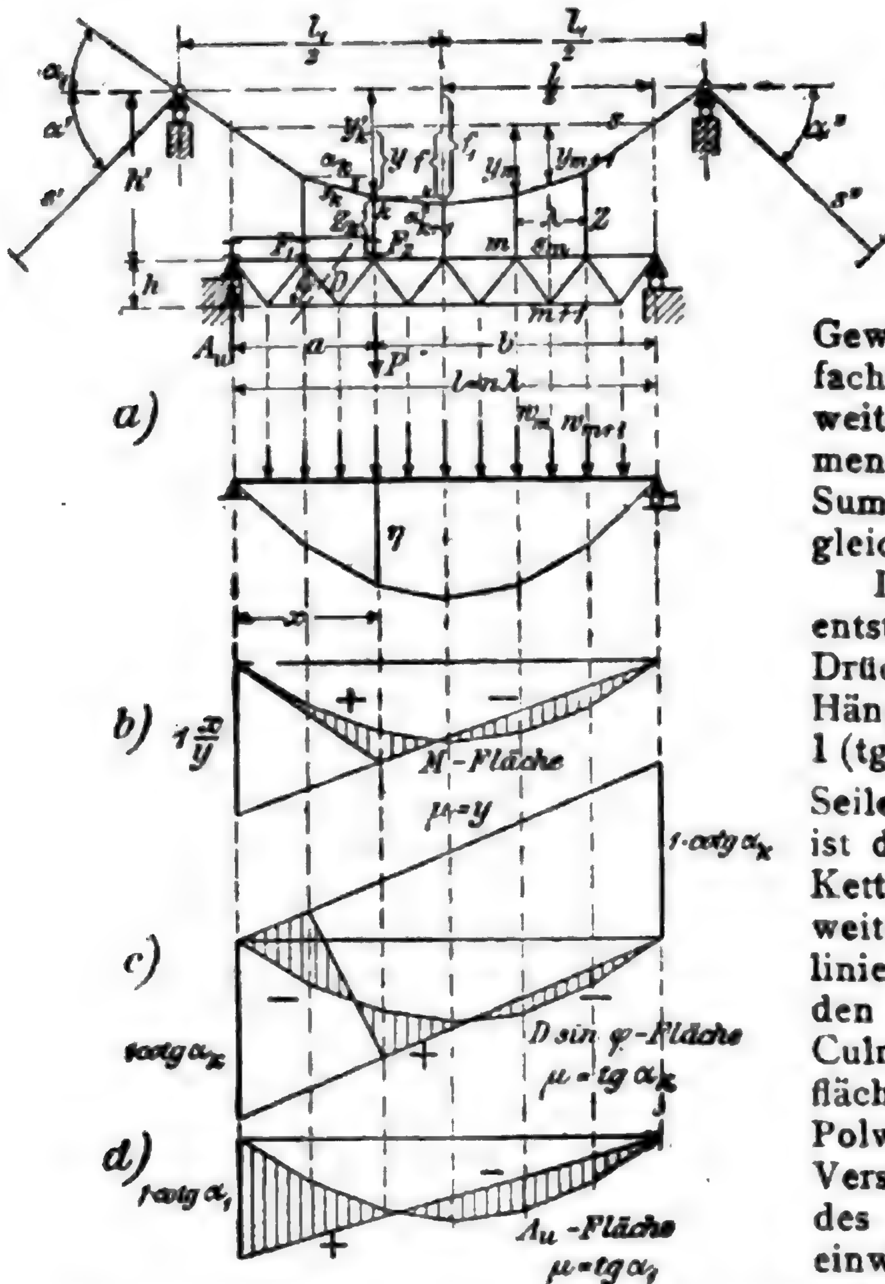
Die durch den einfachen Balken versteifte, über eine Oeffnung geführte Kette (Abb. 126) ist einfach statisch unbestimmt. Statisch bestimmte Grundform ist der einfache Balken. $X = H =$ dem Horizontalzug der Kette. Nach Gleichung (40) und (33) wird bei starren Widerlagern der Einfluſs von Einzellasten P:

$$H = \frac{\Sigma P_m \delta_{ma}}{\Sigma S^2_a \varrho},$$

der einer Temperaturänderung:

$$H = \frac{\Sigma S_a \varepsilon t s}{\Sigma S^2_a \varrho}.$$

Abb. 126.



Die Verschiebungen δ_{ma} erhält man mit Hilfe des zu den w-Gewichten für einen einfachen Balken von der Stützweite l gerechneten Momenteneckes (S. 118). Die Summenausdrücke werden gleichfalls gerechnet.

Im Zustande $H = -1$ entstehen in der Kette die Drücke 1 sec α und in den Hängestangen z die Drücke $1\,(\text{tg}\,\alpha_k - \text{tg}\,\alpha_{k+1})$. Das Seileck zu den Kräften z ist die Kette; die zwischen Kette und der zur Stützweite l gehörigen Schluſslinie s liegende Fläche mit den Ordinaten y wird Culmannsche Momentenfläche der z-Kräfte mit der Polweite H. Die auf den Versteifungsträger infolge des Zustandes $H = -1$ einwirkenden Momente sind daher $M_{um} = 1\,y_m$.

Man darf bei Berechnung der w-Gewichte die Streben starr annehmen und allen Gurtstäben des Versteifungsbalkens denselben mittleren Gurtquerschnitt F_c zuschreiben, daher $\frac{F_c}{F_m} = 1$ setzen. Das gibt:

$$EF_c w_m = \frac{y_m s_m}{r^2_m}.$$

Mit den Bezeichnungen

η für die Ordinaten des Seilecks zu diesen Gewichten,

F_k für den Scheitelquerschnitt der Tragkette zur Aufnahme von H_{max},

α_k für den Neigungswinkel der Kettenglieder,

F_s für den unveränderlich angenommenen Querschnitt der Hängestangen,

s_k für deren Längen, mit $\Sigma s_m = \Sigma \frac{y^2{}_m s_m}{r^2{}_m}$

und mit Rücksicht darauf, dafs $\Sigma S^2{}_a \varrho$ sich nicht nur über den Balken, sondern auch über die Hängestangen, die Trag- und Rückhaltketten erstreckt, erhält man

$$\Sigma S_a^2 \varrho = \frac{1}{E F_c} \mathfrak{R} \quad \text{und} \quad H = \frac{\Sigma P \eta}{\mathfrak{R}} \quad . \quad . \quad (144)$$

$\mathfrak{R}$ hat bei der zulässigen Annahme einer stetig gekrümmten parabolischen Kette die einfache Form:

$$\left.\begin{aligned} \mathfrak{R} &= \Sigma s_m + \frac{F_c}{F_k} s_0, \\ \text{wo:} \quad s_0 &= l_1 \left(1 + \frac{16}{3} \frac{f^2{}_1}{l^2{}_1}\right) + s' \sec \alpha' + s'' \sec \alpha'' \end{aligned}\right\} \quad (145)$$

Eine Aenderung der Aufstellungstemperatur um den für alle Glieder des Balkens, der Kette und der Hängestäbe gleichbleibenden Betrag von t^0 erzeugt unter der Annahme einer parabolischen Kette:

$$H_t = -\frac{\varepsilon E t F_c}{\mathfrak{R}} \left(s_0 + \frac{8 f_1 (3 h' - 2 f_1)}{3 l_1}\right), \quad . \quad (146)$$

worin $\mathfrak{R}$ und s_0 aus Gleichung (145) einzusetzen sind; $h' = y'_k + s_k$.

Eine Temperaturerhöhung hat demnach eine Abnahme des Horizontalzuges um H_t zur Folge.

Wenn der **Versteifungsbalken ein Parallelträger** von der Höhe h ist, darf man noch die bequeme Vereinfachung einer parabelförmigen H-Linie einführen, zu der man gelangt, wenn bei der Annahme stetiger Krümmung der gleichmäfsig belasteten Kette die Einzelgewichte w_m durch eine stetige Belastung w ersetzt werden und wenn an Stelle der sich daraus ergebenden H-Fläche mit einem inhaltgleichen Parabelabschnitt gerechnet wird. Es ergibt sich für die **parabelförmige H-Linie** die Höhe:

$$z = \frac{3 l}{16 f} \nu, \quad \text{wobei:} \quad \nu = \frac{1}{1 + \frac{15}{16} \frac{h^2}{f^2} \frac{s_0}{l} \frac{F_c}{F_k}} \quad (147)$$

und f der Pfeil zwischen Kette und Schlufslinie s ist. Die Ordinaten der H-Linie folgen der Gleichung:

$$H = \frac{3 a b}{4 f l} \nu \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (148)$$

Der Einflufs einer gleichmäfsigen Erwärmung um t^0 wird entsprechend den obigen vereinfachenden Annahmen und bei Vernachlässigung der Beiträge der Hängestangen:

$$H_t = -\varepsilon E t F_k (1 - \nu) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (149)$$

Für **die durch einen vollwandigen Balken versteifte Kette** wird:

$$z = \frac{3\,l}{16\,f}\,\nu, \quad H = \frac{3\,ab}{4\,f\,l}\,\nu \quad \text{und} \quad \nu = \frac{1}{1 + \frac{15}{8}\,\frac{J}{F_k f^2}\,\frac{s_0}{l}}, \quad (150)$$

worin J das als unveränderlich angesehene Trägheitsmoment des Versteifungsbalkens ist und s_0 der Gleichung (145) entnommen wird.

Gleichmäfsige Temperaturerhöhung erzeugt:

$$H_t = -\,\varepsilon E t F_k (1 - \nu), \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (151)$$

wo ν aus Gleichung (150) einzusetzen ist.

Eine gleichförmig über die ganze Spannweite verteilte Belastung p gibt bei parabolischer H-Linie:

$$H_p = \frac{p\,l^2}{8\,f}\,\nu \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (152)$$

Es empfiehlt sich bei versteiften Hängebrücken, die ganze ständige Last vor Ausführung der Versteifung aufzubringen, d. h. vor Vernietung des Versteifungsbalkens, damit dieser nur durch wandernde Lasten beansprucht wird. Der Horizontalzug der Kette ist infolge der vor der Versteifung aufgebrachten gleichmäfsigen Vollbelastung g_v:

$$H_{gv} = \frac{g_v\,l^2}{8\,f} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (153)$$

Nach Ermittlung von max H ergeben sich in den Hängestangen die Kräfte:

$$Z_{max} = H_{max}\,(\operatorname{tg}\alpha_k - \operatorname{tg}\alpha_{k+1}) = H_{max}\,\frac{8\,f\,\lambda}{l^2} \quad . \quad (154)$$

Das Biegungsmoment für irgend einen Knotenpunkt des Versteifungsträgers ist:

$$M = M_0 - H\,y = y\left(\frac{M_0}{y} - H\right) \quad . \quad . \quad . \quad (155)$$

Daraus folgt die **Einflufslinie für M** (Abb. 126b); von der mit $\frac{1}{y}$ multiplizierten Einflufsfläche für M_0 des einfachen Balkens von der Stützweite l ist die H-Fläche in Abzug zu bringen; Multiplikator ist $\mu = y$. Aus den Momenten folgen die Gurtkräfte O und U.

Die durchschnittene Strebe des Feldes $F_1 F_2$ hat die Spannkraft:

$$D \sin\varphi = Q = \frac{M_2 - M_1}{\lambda} = \operatorname{tg}\alpha_k\,(Q_0 \operatorname{cotg}\alpha_k - H), \quad (156)$$

worin Q_0 für den einfachen Balken von der Stützweite l gilt. Die Konstruktion der **Einflufslinie für $D \sin\varphi$** ist in Abb. 126c angegeben.

Die **Einflufslinie für den linken Auflagerdruck A_u** des Versteifungsbalkens (Abb. 126d) ergibt sich aus:

$$A_u = A_0 - H \operatorname{tg}\alpha_1 = \operatorname{tg}\alpha_1\,(A_0 \operatorname{cotg}\alpha_1 - H).$$

Im Beginne der Untersuchung fehlt das **Querschnittsverhältnis $F_0 : F_k$.** Man schätzt zuerst diesen Wert (z. B. 0,5) und berechnet ν. Bedeutet g_v das vor der Versteifung an die Kette zu hängende Eigengewicht, p die bewegliche Belastung bzw. den zur Spannweite l ge-

hörigen Belastungsgleichwert (S. 67, Tafel 2a und S. 72, Tafel 2b), so liefert:

$$\sigma F_k = H_{max} = H_{gv} + H_p + H_t$$

Gleichung (153) (152) (149)

den Kettenquerschnitt F_k. Dann läfst sich H_t (Gleichung 149) und $F_c = \frac{M}{h\sigma}$ berechnen. Für M wählt man das in ungefähr $\frac{l}{4}$ auftretende M_{max} und erhält:

$$F_c = \frac{8\, l^2 p}{32\, h\, \sigma}\left[\frac{1}{\nu^2}\left(\nu - \frac{4}{9}\right)^2 + (1-\nu)\right] + \frac{3\, H_t f}{4\, h\, \sigma}.$$

Darauf folgt das Ermitteln des Verhältnisses $\frac{F_c}{F_k}$ und der Zahl ν. Bei wenig befriedigender Uebereinstimmung der beiden Werte ν führt man diese Abschätzung mit dem neuen Verhältnis $\frac{F_c}{F_k}$ nochmals durch.

IV. Räumliches Fachwerk.*)

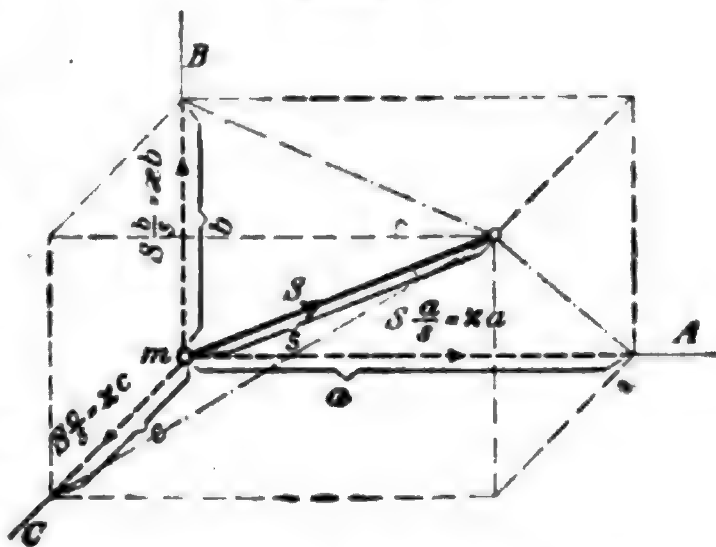
A. Zerlegung einer Kraft nach drei Richtungen im Raum.

a) Die allgemeinste Methode besteht in der **Anwendung der** auf ein rechtwinkliges Koordinatensystem bezogenen **Gleichgewichtsbedingungen** (Abb. 127)

$$\left.\begin{aligned} \Sigma x a + A &= 0 \\ \Sigma x b + B &= 0 \\ \Sigma x c + C &= 0 \end{aligned}\right\}, \quad (157)$$

worin $x = \frac{S}{s}$, die Strecken a, b, c gleich den 3 Projektionen der Stablänge s und A, B, C gleich den Projektionen der in m angreifenden gegebenen Lasten sind. Die Summen erstrecken sich über die 3 unbekannten Stabkräfte des Knotenpunktes m. Die Auflösung der Gleichung (157) erfolgt mit Hilfe der Determinanten. Das Verfahren läfst durch geschickte Wahl des Koordinatensystems Vereinfachungen zu.

Abb. 127.

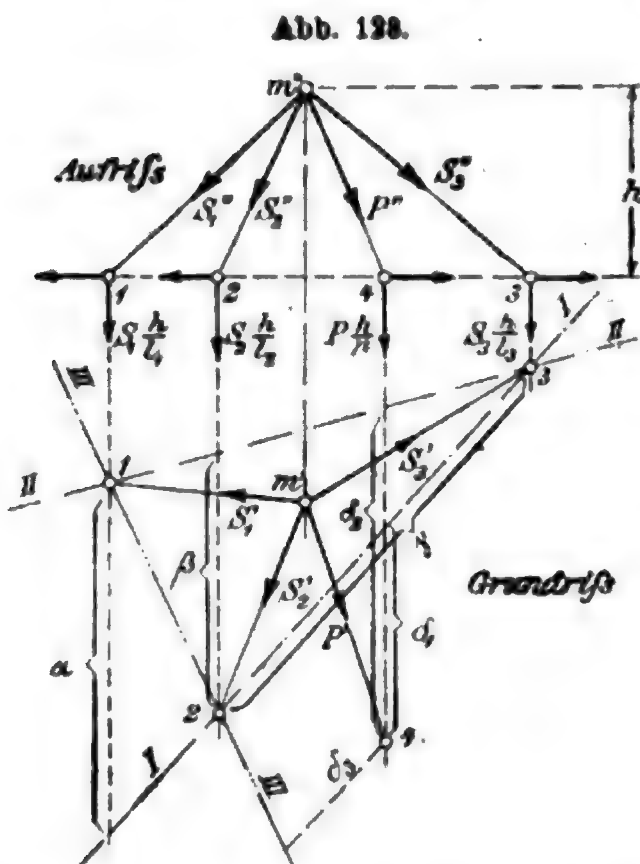


b) **Momentenmethode.** Man betrachtet den Grundrifs und den dazu rechtwinklig stehenden Aufrifs der in m angreifenden Kräfte (Abb. 128) und zerlegt diese in ihren Spurpunkten 1, 2, 3, 4 wagerecht

*) Nach Müller-Breslau, Die neueren Methoden der Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen. Kröner. 3. Aufl., IV. Abschn — Schlink, Statik der Raumfachwerke. Teubner, 1907. — Föppl, Das Fachwerk im Raume. Teubner, 1892.

und lotrecht. Darauf setzt man für eine durch die Spurpunkte zwei Stäbe gehende Achse $\Sigma M = 0$ und erhält eine Gleichung mit nur eine unbekannten Stabkraft. Es bedeuten S', S'' und s', s'' die Stabkräfte S und die Stablängen s im Grund- und Aufrifs. Dann ist:

Abb. 128.



$$\frac{S}{s} = \frac{S'}{s'} = \frac{S''}{s''}.$$

l_1, l_2, l_3 und p sind die Längen $m1$, $m2$, $m3$ und $m4$.

Achse I gehe z. B. (Abb. 128) durch 2 und 3; δ_1 und α sind parallel, aber von beliebiger Richtung. Drehachse II geht durch 1 und 3, III durch 1 und 2. Man erhält

$$\left.\begin{aligned} \frac{S_1}{l_1} &= +\frac{P}{p}\frac{\delta_1}{\alpha} \\ \frac{S_2}{l_2} &= -\frac{P}{p}\frac{\delta_2}{\beta} \\ \frac{S_3}{l_3} &= -\frac{P}{p}\frac{\delta_3}{\gamma} \end{aligned}\right\} \quad (158)$$

Wenn die Strecken l_1, l_2, l_3 den Stablängen s_1, s_2, s_3 gleich sind, was meist der Fall ist, wird:

$$x_1 = +\frac{P}{p}\frac{\delta_1}{\alpha}, \qquad x_2 = -\frac{P}{p}\frac{\delta_2}{\beta}, \qquad x_3 = -\frac{P}{p}\frac{\delta_3}{\gamma}. \quad (159)$$

Die Summe aller lotrechten Seitenkräfte in m gibt für $l = s$ zur Prüfung: $x_1 + x_2 + x_3 + \frac{P}{p} = 0$.

Sonderfälle ($l = s$).

1. **P parallel zur Grundrifsebene.** P wird parallel und lotrecht zur Drehachse zerlegt. Dann ist z. B. $x_1 = \pm\frac{P}{p_1}$, worin unter p_1 die zu P parallele Strecke zwischen 1 und Drehachse I zu verstehen ist. Ebenso ergeben sich x_2 und x_3. Das Vorzeichen ist abhängig vom Sinne der Kraft P.

2. **P parallel zur Grundrifsebene und zur Drehachse I.** $S_1 = 0$. S_2 und S_3 folgen aus der Zerlegung von P nach S_2 und S_3; daher wird $x_2 = -x_3 = \pm\frac{P}{p}$. p ist die Strecke 2—3 im Grundrifs.

3. **S_1 parallel zur Grundrifsebene** (Abb. 129):

$$S_1 = -\frac{P}{p}\delta_1, \qquad x_2 = -\frac{P}{p}\frac{\delta_2}{\beta}, \qquad x_3 = -\frac{P}{p}\frac{\delta_3}{\gamma};$$

$$p = m4; \qquad \gamma = \beta; \qquad \text{Probe: } x_2 + x_3 + \frac{P}{p} = 0.$$

Die Richtungen S_1, II und III sind parallel, ebenso I und δ_2 bzw. δ_3.

4. **S_1 und P parallel zur Grundrifsebene** (Abb. 130). P wird nach den Richtungen I und S_1 zerlegt. $p \parallel P$; $S_1 \parallel \mathrm{II} \parallel \mathrm{III}$.

$$S_1 = -\frac{P}{p}\delta; \qquad x_2 = \frac{P}{p} = -x_3.$$

Abb. 129.

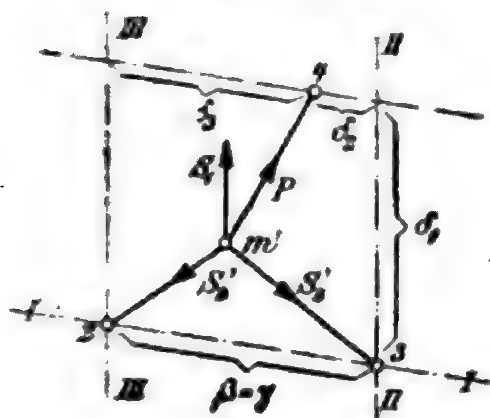
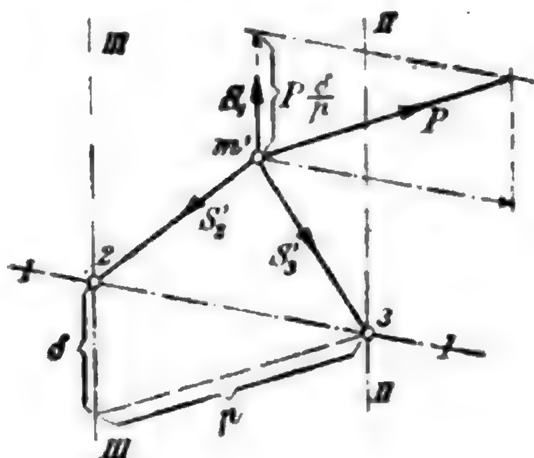


Abb. 130.



5. **Zwei Stäbe S_1 und S_2 parallel zur Grundrifsebene.** Drehachse I wird parallel zu S_2, II parallel zu S_1 gewählt.

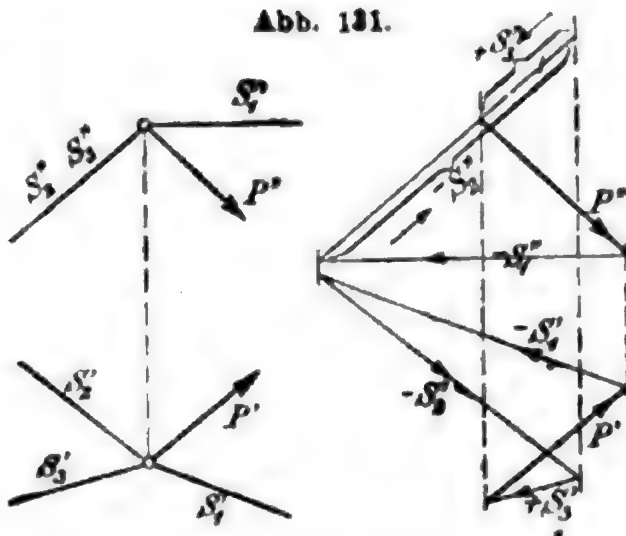
$$S_1 = \frac{P}{p}\delta_1,\ (\delta_1 \parallel S_1), \qquad S_2 = \frac{P}{p}\delta_2,\ (\delta_2 \parallel S_2), \qquad x_3 = \frac{P}{p}.$$

Die Vorzeichen sind abhängig von dem der Kraft P.

c) **Die Verfahren nach a) und b) lassen sich vorteilhaft verbinden.** Ist z. B. S_1 aus einer Momentengleichung berechnet, so können S_2 und S_3 aus 2 Gleichgewichtsbedingungen mit je einer Unbekannten gefunden werden, wenn das Achsenkreuz entsprechend gelegt wird.

d) **Zur zeichnerischen Ermittlung der Stabkräfte** werden die Projektionsebenen so gewählt, dafs von den 3 unbekannten Kräften sich 2 in einer Ebene decken. In Abb. 131 sind für Aufrifs und Grundrifs die Kräftepläne gezeichnet.

Abb. 131.



Es ist:

$$S_1 = S_1' \frac{s_1}{s_1'} = S_1'' \frac{s_1}{s_1''},$$

$$S_2 = S_2' \frac{s_2}{s_2'} = S_2'' \frac{s_2}{s_2''},$$

$$S_3 = S_3' \frac{s_3}{s_3'} = S_3'' \frac{s_3}{s_3''}.$$

Solche Formeln aus nur angedeuteten Kräfteplänen abzuleiten, führt häufig rasch zum Ziel (s. Müller-Breslau, Die neueren (Methoden).

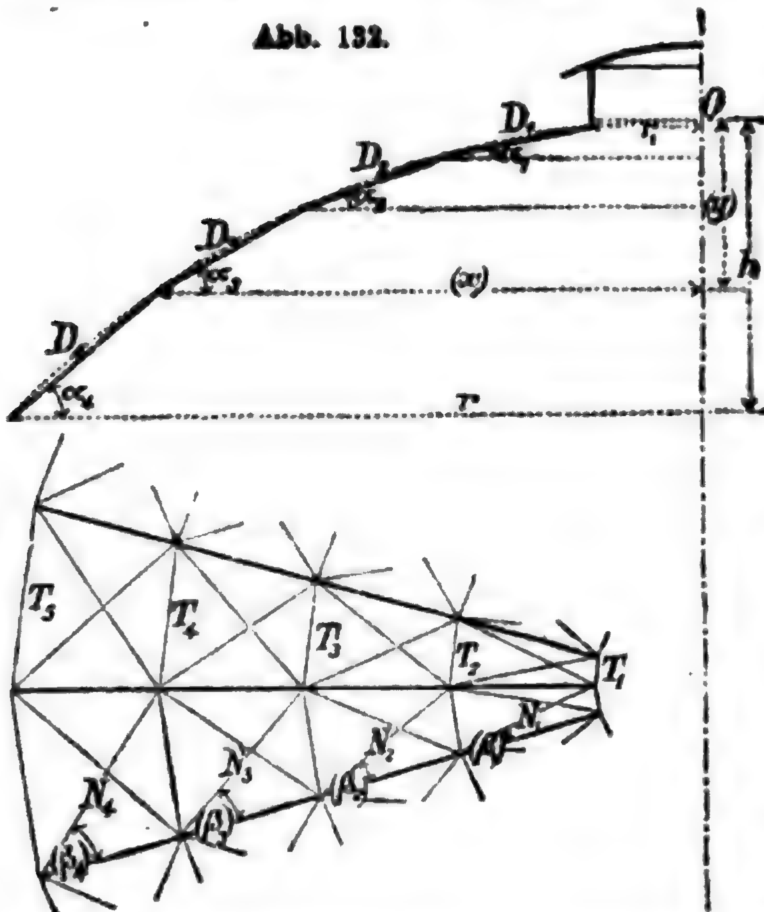
B. Kuppeldächer.

Berechnung für lotrechte Lasten.*)

Die gegliederte Kuppel besteht aus Stäben, die nach Richtung der Meridiane (als Sparren) und winkelrecht dazu nach Richtung der Parallelkreise (als Ringe) angeordnet werden.

Um Sparren und Ringe (die als Vielecke auszuführen sind) gegen Verschiebung durch einseitige Belastung zu schützen, sind Streben anzuordnen, die am besten steif konstruiert werden, so dafs Gegenstreben fortfallen.

Abb. 132.



Die **Sparren** sind am stärksten gedrückt, wenn die ganze Kuppelfläche voll belastet ist.

Ein **Ring** ist am stärksten gezogen, wenn der innerhalb des Ringes befindliche Kuppelteil voll belastet ist, der Ring selbst mit seiner Zone dagegen unbelastet bleibt; er ist am stärksten gedrückt bei der umgekehrten Belastung.

Für die Bestimmung der gröfsten Spannkräfte der Streben zwischen zwei Sparren hat Schwedler angenommen, dafs die auf einer Seite des durch die Mitte der Streben gehenden Durchmessers liegende Halbkuppelfläche voll belastet, die andere dagegen nicht eingedeckt ist. Die tatsächlich auftretenden, nachstehend angegebenen gröfsten Spannkräfte N der Streben sind nur halb so grofs wie die von Schwedler berechneten.

Für die Kuppel in Abb. 132 bezeichne:

n die Anzahl der Sparren,
α die Neigungswinkel der Sparrenglieder,
β die Neigungswinkel zwischen Streben und Sparren, gemessen in den Ebenen der Kuppelfelder,
P die Eigengewichte der Kuppelzonen, durch welche die Knotenpunkte belastet werden (P_1 einschl. Belastung durch die Laterne),
Q die Gewichte der Zonen bei voller Belastung (einschl. Eigengewicht),
D, T, N die Spannkräfte der Sparrenglieder, Ringe und Streben.

*) Nach J. W. Schwedler, Die Konstruktion der Kuppeldächer, 2. Aufl.; Berlin, Wilh. Ernst & Sohn. — Berechnung für schräge Lasten (Winddruck) nach Müller-Breslau, Zentralbl. Bauv. 1891 u. 1892 sowie Z. d. V. d. I. 1898 Bd. 42. — Dimensionierte flache Kuppeldächer bis 60 m Durchmesser s. Scharowsky, Musterbuch für Eisenkonstruktionen, 4. Aufl., neubearbeitet von Kohnke; Otto Spamer, 1908.

Dann ist:

$$\left.\begin{aligned} D_1 &= -\frac{Q_1}{n \sin \alpha_1}; & D_3 &= -\frac{Q_1 + Q_2 + Q_3}{n \sin \alpha_3} \\ D_2 &= -\frac{Q_1 + Q_2}{n \sin \alpha_2}; & D_4 &= -\frac{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4}{n \sin \alpha_4} \end{aligned}\right\} \quad (160)$$

$$T_1 = -\frac{Q_1 \operatorname{ctg} \alpha_1}{2\, n \sin \frac{\pi}{n}} = -\frac{D_1 \cos \alpha_1}{2 \sin \frac{\pi}{n}} \quad \textbf{(Laternenring)} \quad (161)$$

$$\left.\begin{aligned} \max T_2 &= \frac{Q_1 \operatorname{ctg} \alpha_1 - (Q_1 + P_2) \operatorname{ctg} \alpha_2}{2\, n \sin \frac{\pi}{n}} \\ \min T_2 &= \frac{P_1 \operatorname{ctg} \alpha_1 - (P_1 + Q_2) \operatorname{ctg} \alpha_2}{2\, n \sin \frac{\pi}{n}} \\ \max T_3 &= \frac{(Q_1 + Q_2) \operatorname{ctg} \alpha_2 - (Q_1 + Q_2 + P_3) \operatorname{ctg} \alpha_3}{2\, n \sin \frac{\pi}{n}} \\ \min T_3 &= \frac{(P_1 + P_2) \operatorname{ctg} \alpha_2 - (P_1 + P_2 + Q_3) \operatorname{ctg} \alpha_3}{2\, n \sin \frac{\pi}{n}} \\ \max T_4 &= \frac{(Q_1 + Q_2 + Q_3) \operatorname{ctg} \alpha_3 - (Q_1 + Q_2 + Q_3 + P_4) \operatorname{ctg} \alpha_4}{2\, n \sin \frac{\pi}{n}} \\ \min T_4 &= \frac{(P_1 + P_2 + P_3) \operatorname{ctg} \alpha_3 - (P_1 + P_2 + P_3 + Q_4) \operatorname{ctg} \alpha_4}{2\, n \sin \frac{\pi}{n}} \end{aligned}\right\} \quad (162)$$

$$T_5 = \frac{(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \operatorname{ctg} \alpha_4}{2\, n \sin \frac{\pi}{n}} = \frac{D_4 \cos \alpha_4}{2 \sin \frac{\pi}{n}} \quad \textbf{(Mauerring)} \quad (163)$$

Angenähert ist ferner:

$$\left.\begin{aligned} N_1 &= \frac{Q_1 - P_1}{2\, n \sin \alpha_1 \cos \beta_1}; \qquad N_2 = \frac{Q_1 + Q_2 - (P_1 + P_2)}{2\, n \sin \alpha_2 \cos \beta_2} \\ N_3 &= \frac{Q_1 + Q_2 + Q_3 - (P_1 + P_2 + P_3)}{2\, n \sin \alpha_3 \cos \beta_3} \\ N_4 &= \frac{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 - (P_1 + P_2 + P_3 + P_4)}{2\, n \sin \alpha_4 \cos \beta_4} \end{aligned}\right\} \quad (164)$$

Sollen die **Sparren einen unveränderlichen Normaldruck** haben, so dafs $D_1 = D_2 = D_3 = D_4 = D$ ist, so sind die Neigungswinkel:

$$\sin \alpha_1 = \frac{Q_1}{n D}; \qquad \sin \alpha_3 = \frac{Q_1 + Q_2 + Q_3}{n D};$$

$$\sin \alpha_2 = \frac{Q_1 + Q_2}{n D}; \qquad \sin \alpha_4 = \frac{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4}{n D}.$$

Sollen die **Ringe die mittlere Spannung Null** haben, so mufs sein: max T + min $T = 0$; daraus ergeben sich die Neigungswinkel:

$$\operatorname{ctg} \alpha_2 = \operatorname{ctg} \alpha_1 \frac{P_1 + Q_1}{P_1 + Q_1 + P_2 + Q_2} \text{ usw.}$$

In beiden Fällen berechnet sich jeder folgende Neigungswinkel aus dem vorhergehenden. Nach Annahme eines Neigungswinkels läfst sich die Form der Kuppel bestimmen.

Die Sparren sind auch auf Biegung zu untersuchen.

Es empfiehlt sich, nach den oben angegebenen Formeln zu rechnen. Die Erfahrung hat ihre Brauchbarkeit erwiesen. Man achte aber darauf, dafs sie eine sehr gut hergestellte Schalung voraussetzen, weil diese wesentlich zur Versteifung der Kuppel beiträgt.

Anmerkung. Bei den Kuppeldächern über den Berliner Gasbehältergebäuden von 32 m bis 44 m Spannweite ist in Rechnung gestellt: das Eigengewicht mit 70 kg/qm und die zufällige Last mit 100 kg/qm.

Diese Kuppeln bestehen aus vier und fünf Ringen und 24 radialen Sparren; die Ringe sind Vierundzwanzigecke; die Dachfläche ist aus Pfetten, Schalung und Pappe gebildet.

Die Pfeilhöhe h beträgt $^1/_8$ bis $^1/_6$ der Spannweite $2r$ (Abb. 132).

Der Querschnitt ist eine kubische Parabel von der Gleichung: $y = (x^3 : r^3)\,h$ für den im Scheitel O liegenden Anfangspunkt der Koordinaten. Der mittlere Teil der Kuppel ist als gemeine Parabel konstruiert, die mit der kubischen Parabel im Uebergangspunkte dieselbe Tangente hat.

Ein Gasbehälterdach in Schmargendorf bei Berlin zeigt 60 m Spannweite unter Benutzung von 36 radialen Sparren, eins in Mariendorf bei Berlin 64,5 m Spannweite. Die Kuppel des Berliner Domes hat eine Höhe von Unterkante Fufsring bis Oberkante Schlufsring von rd. 23,0 m (bis zur Kreuzspitze rd. 60,0 m) und einen Durchmesser von 35,65 m. Gewicht der Eisenkonstruktion ohne Laterne: 90,5 kg/qm Grundfläche.

Ueber **Winddruck auf Kuppeln** s. Z. d. B., 22. Juni 1898; Th. Landsberg.

C. Führungsgerüste der Gasbehälter.*)

Abb. 133.

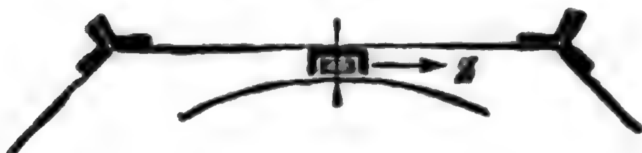
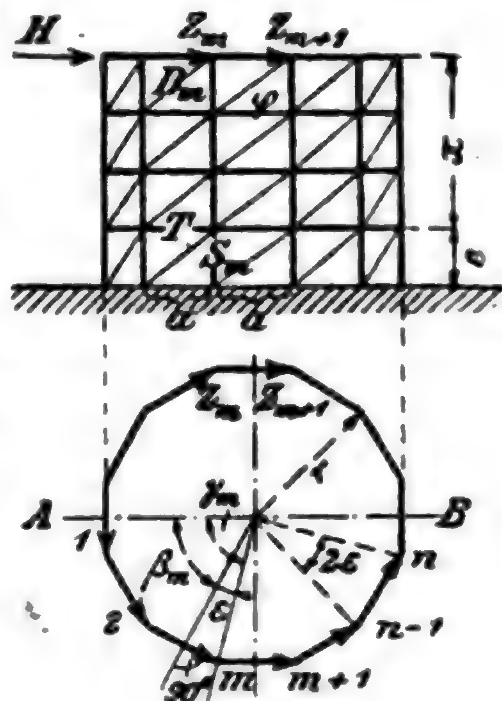


Abb. 134.



Anwendung von Tangential-Führungsrollen (Abb. 133).

Bedeutet (Abb. 134)

H den gesamten, auf den obersten Ring wirkenden Winddruck,

Z_m die Spannkraft im m^{ten} Ringstab des obersten Ringes,

β_m den Winkel zwischen der Symmetrieachse AB und der Lotrechten auf Z_m,

$2n$ die Anzahl der Gerüststiele,

φ den Neigungswinkel der Streben gegen die Ringstäbe,

*) Vrgl. Z. d. V. d. I. 1898. Müller-Breslau, Beitrag zur Theorie der Kuppel- und Turmdächer und verwandter Konstruktionen.

so ist, wenn man annimmt, dafs H auf das Fachwerk durch eine starre Scheibe (die Glockendecke) übertragen wird,

$$Z_m = \frac{H}{n} \sin \beta_m \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (165)$$

Die Ringstäbe (T) und Streben (D) werden am stärksten beansprucht in den der Windrichtung parallelen Wänden, u. zw. ist

$$\min T_m = -\frac{H}{n}, \quad \max D_m = \frac{H}{n} \sec \varphi_m \quad . \; . \quad (166)$$

Die Spannkraft S_m in einem Stielglied infolge Z_m und Z_{m+1} wird mit den in Abb. 134 eingeschriebenen Bezeichnungen:

$$S_m = \frac{H}{nr}\left[\left(x + \frac{e}{2}\right) \cos \gamma_m - \frac{e}{2} \operatorname{ctg} \varepsilon \sin \gamma_m\right].$$

Dieser Ausdruck erreicht für $\operatorname{tg} \gamma_m = -\frac{e}{2x+e} \operatorname{ctg} \varepsilon$, den Gröfstwert:

$$-S_m = \frac{H}{nr}\left(x + \frac{e}{2}\right)\sqrt{1 + \left(\frac{e}{2x+e}\right)^2 \operatorname{ctg}^2 \varepsilon} \quad (167)$$

D. Turmspitzen.*)

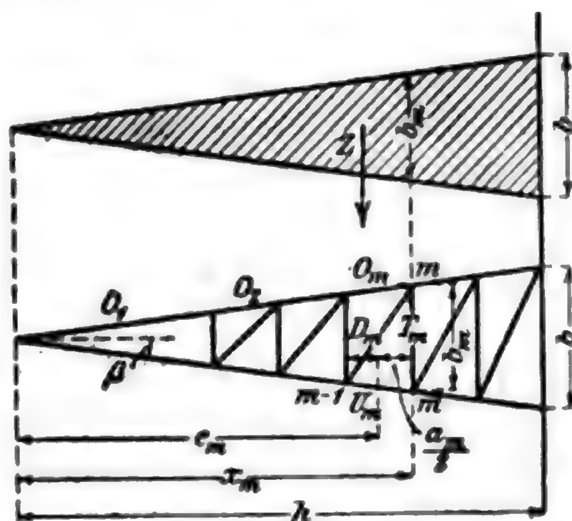
1. Spannkräfte aus Eigengewicht und Winddruck.

α. Das Eigengewicht γ_1 der Eisenteile werde gleichmäfsig über die Dachfläche verteilt angenommen. Es betrage:

$\gamma_1 = 45$ kg/qm bei schwach versteiften Ringen und leichten Leitergängen,

$\gamma_1 = 60$ kg/qm bei Ausbildung der Ringe zu tragfähigen Decken und Anlage fester Treppen.

Abb. 135.



Das Eigengewicht der Dachdeckung ist:

$\gamma_2 = 40$ kg/qm bei Kupfer auf Schalung,

$\gamma_2 = 80$ kg/qm bei Schiefer auf Schalung.

Ist ferner h die schräge Höhe und b die untere Breite eines Turmfeldes (Abb. 135), so beträgt das Gewicht G_m eines Turmstückes von der schrägen Höhe x_m bei achteckiger Grundrifsanordnung (Abb. 136):

$$G_m = 4(\gamma_1 + \gamma_2)\frac{b}{h}x_m^2.$$

Das Gewicht erzeugt im untersten Querschnitt des m^{ten} Feldes eine Sparrenkraft von:

$$\text{rd. } S_m = -\tfrac{1}{8} G_m \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (168)$$

*) Müller-Breslau, Die Berechnung achtseitiger Turmpyramiden, Z. d. V. d. I. 1899 Bd. 43.

β. Der Winddruck werde wagerecht angenommen und sei für die Fläche I (Abb. 136): w und für die Flächen II: $w' = w \sin^2 45^0 = \frac{w}{2}$ kg.

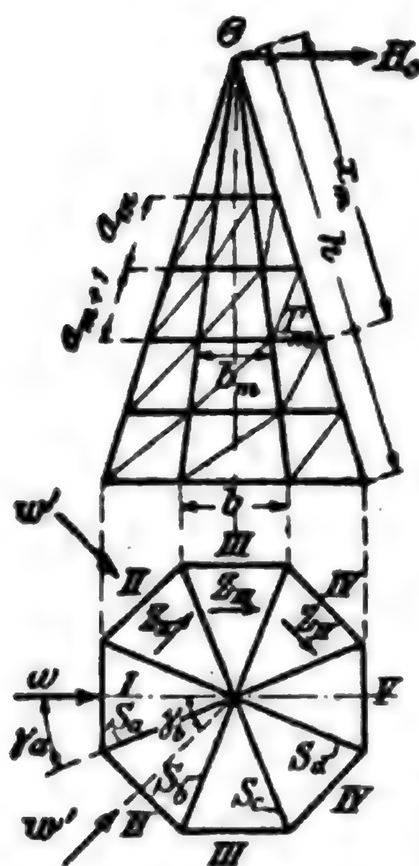


Abb. 136.

Für die Berechnung einer Fachwerkpyramide ist es zulässig, die einzelnen Felder als Freiträger mit Dreieckbelastung anzunehmen. Bezeichnet man hierbei das Gewicht der Einheit der Belastungsfläche mit z, so ergibt sich mit den aus Abb. 135 ersichtlichen Bezeichnungen: die Gesamtbelastung

$$Z = {}^1/_2\, z\, b\, h$$

und die Spannkraft in den Stäben:

$$\left.\begin{array}{c} O_m = + {}^1/_6\, z\, x^2{}_{m-1}, \quad U_m = - {}^1/_6\, z\, x^2{}_m, \\ D_m = + {}^1/_3\, z\, e_m\, d_m, \end{array}\right\} \quad (169)$$

wobei die Belastung am Ober- oder Untergurt angreifen kann.

Die Spannkräfte in den Ringen ergeben sich bei oben angreifender Belastung zu:

$$T_m = - {}^1/_3\, z\, e_{m+1}\, b_{m+1} \quad . \quad . \quad (170)$$

und bei unten angreifender Belastung zu:

$$T_m = - {}^1/_2\, z\, e_m\, b_{m-1} \,. \quad . \quad . \quad . \quad (171)$$

Wirken oben und unten Lasten Z auf den Träger, so ist:

$$T_m = - {}^1/_3\, (z_o\, e_{m+1}\, b_{m+1} - z_u\, e_m\, b_{m-1}) \quad (172)$$

2. Turmspitzen mit starren Ringen (Abb. 136).

Die Ringe werden als ebene Scheiben von so grofser Steifigkeit vorausgesetzt, dafs deren Formänderungsarbeit vernachlässigt werden kann (z. B. feste Decken).

Bezeichnet man die Belastung der Fläche III infolge Winddrucks mit z, so ist die Belastung der Flächen II und IV

$$z' = z \sin 45^0, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (173)$$

und da $z + 2 z' \sin 45^0 = \frac{w}{2} + w' \sin 45^0$, so ergibt sich

$$z = 0{,}4268\, w, \quad z' = 0{,}3018\, w \,. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (174)$$

Die Streben erleiden die stärkste Beanspruchung in Seitenwand III, und es ist nach Gleichung (169)

$$D_m = 0{,}142\, w\, e_m\, d_m \,. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (175)$$

Die gröfsten Sparrenkräfte sind (Abb. 135 u. 136):

$$S_{max} = + 0{,}05\, w\, x^3_{m-1}, \quad S_{min} = - 0{,}05\, w\, x^3_m \quad . \quad . \quad (176)$$

Hierzu tritt noch der unter α gefundene Einflufs des Eigengewichts sowie der des Winddrucks auf den etwa vorhandenen Turmknopf.

Ein ähnliches Ergebnis für die Sparrenkräfte S_m erhält man, wenn man die ganze Turmpyramide als einheitlichen eingespannten Frei-

träger betrachtet.*) Diese Voraussetzung liefert für einen Sparrenstab in der Entfernung x_m von der Spitze

$$S_m = \pm 0{,}05\, w\, x_m^2 \quad \ldots \ldots \quad (177)$$

3. Turmspitzen mit unversteiften Ringen.

Können die Ringe nicht als starre ebene Scheiben angesehen werden, so wähle man folgende Berechnungsweise.

Für die Berechnung der D_{max} und T_{max} denke man in Abb. 136 die drei Felder IV, V und IV entfernt, dann ist die Belastung Z_o bzw. Z_u der übrigen fünf Felder:

für I: $Z_o = \frac{1}{2}\, w + \frac{1}{2}\, w' \sqrt{2} = Z_u$ . . . . (178)

„ II: $Z_o = \frac{1}{2}\, w \sqrt{2} + \frac{1}{2}\, w'$, $Z_u = \frac{1}{2}\, w'$, folglich:

$$Z_{II} = Z_o - Z_u = \frac{1}{2}\, w \sqrt{2} \quad \ldots \ldots \quad (179)$$

„ III: $Z_o = \frac{1}{2}\, w' \sqrt{2}$, $Z_u = 0$, folglich:

$$Z_{III} = \frac{1}{2}\, w' \sqrt{2} = \frac{1}{4}\, w \sqrt{2} \quad \ldots \ldots \quad (180)$$

Nach Gleichung (169) wird daher:

$$D_m = \sim 0{,}232\, w\, e_m\, d_m \quad \ldots \ldots \quad (181)$$

und nach Gleichung (172):

$$T_m = \sim -0{,}08\, w\, (4 e_{m+1}\, b_{m+1} - e_m\, b_{m-1}) \quad . \quad . \quad (182)$$

Die Spannkräfte in den Sparren S_a, S_b, S_c und S_d ergeben sich aus den Formeln (169), wobei jedoch zu berücksichtigen ist, dafs sich infolge Hinzutretens der drei Felder IV, V und IV die Spannkräfte um gewisse Werte ändern. Es wird daher, wenn man mit F_o und F_u die Querschnitte im obersten bzw. untersten Sparrenfeld, d. i. für $x = 0$ und $x = h$, bezeichnet, in den Sparren:

$$\left.\begin{array}{lll}
S_a: & S_m = +\dfrac{w\sqrt{2}}{12}\, x_{m-1}^2 & -\,0{,}0676\, w\, h^2\, \mu \\
S_b: & S_m = -\dfrac{w\sqrt{2}}{12}\left(x_m^2 - \frac{1}{2} x_{m-1}^2\right) & +\,0{,}0897\, w\, h^2\, \mu \\
S_c: & S_m = -\dfrac{w\sqrt{2}}{12}\, \frac{1}{2} x_m^2 & +\,0{,}0381\, w\, h^2\, \mu \\
S_d: & S_m = & -\,0{,}0503\, w\, h^2\, \mu
\end{array}\right\}, \quad (183)$$

worin:

$$\mu = \left(\frac{F_o}{F_u - F_o}\right)^2 + \frac{0{,}5 - \dfrac{F_o}{F_u - F_o}}{\ln \dfrac{F_u}{F_o}} \text{ ist} \quad . \quad . \quad . \quad (184)$$

Im allgemeinen kann man annehmen, dafs μ zwischen $\frac{1}{4}$ und $\frac{1}{3}$ liegt; $\mu = \frac{1}{4}$ ergibt sich für $F_u = 3 F_o$.

Hiernach erhält man z. B. für $x_{m-1} = h$; $x_m = h$ und $\mu = \frac{1}{4}$:

$$\max S = 0{,}10\, w\, h^2, \qquad \min S = -0{,}05\, w\, h^2, \quad . \quad . \quad (185)$$

---

*) Breymann, Baukonstruktionslehre, 3. Bd., bearbeitet von Königer.

wovon die erste Gleichung den gröfsten Zug im Anker, die zweite Gleichung den gröfsten Sparrendruck bezeichnet.

Da die der vorstehenden Berechnung zugrunde gelegte Annahme völlig gelenkiger Ringe bei fester Vernietung niemals zutrifft, anderseits aber die Spannkräfte S_m in den oberen Turmfeldern bei starren Ringen wesentlich kleiner sind als bei unversteiften Ringen, so empfiehlt Müller-Breslau, durchweg die günstige Wirkung der statischen Unbestimmtheit zu vernachlässigen, also:

$$\max S_m = +\frac{w\sqrt{2}}{12}\,x^2_{m-1} = +0{,}118\,w\,x^2_{m-1} \quad \text{und} \qquad (186)$$

$$\min S_m = -\frac{w\sqrt{2}}{24}\,x^2_m = -0{,}059\,w\,x^2_m \quad \text{bei } x_m > 0{,}46\,h, \qquad (187)$$

dagegen

$$\min S_m = -0{,}126\,w\,h^2 \quad \text{bei } x_m < 0{,}46\,h \;\; . \; . \; . \; . \; . \; . \qquad (188)$$

zu setzen, dafür aber höhere Beanspruchungen ($\sigma = 1600$ kg/qcm) bei $w = 200$ kg/qm zuzulassen.

In konstruktiver Hinsicht ist es zweckmäfsig, die Sparren bis zum obersten Ring aus je zwei Winkeleisen von nach der Spitze hin ab-

Abb. 137.

Abb. 139.

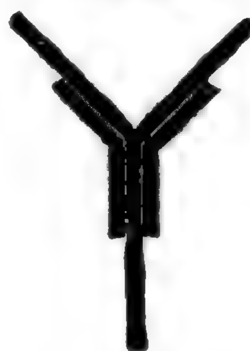
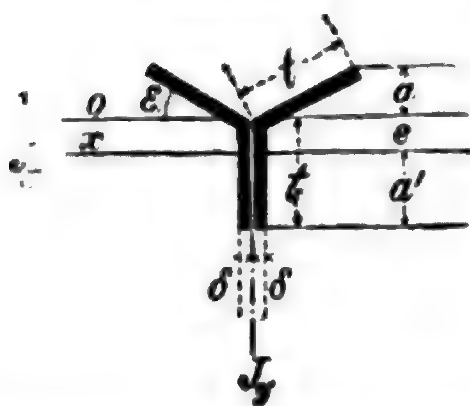


Abb. 140.

Abb. 138.



nehmender Stärke zu bilden, zur Herstellung der Spitze selbst aber nur eines dieser Winkeleisen durchgehen zu lassen und am oberen Ende an einen kegelförmigen Blechmantel anzuschliefsen. Als Querschnittformen für die Sparren (Gratstäbe) eignen sich die in Abb. 137 bis 140 dargestellten.

Für den Querschnitt Abb. 137 werden zweckmäfsig Winkel mit einem Schenkelverhältnis von 1 : 1,5 gewählt, die durch die umgebogenen Knotenbleche mit den Ringen verbunden sind. Die in Abb. 138 bis 140 dargestellten Profile werden vorteilhaft mittels nachstehender Formeln berechnet (Abb. 138).

Es bezeichnen a und a' die Abstände der äufsersten Fasern von der x-Achse; t die äufsere Schenkellänge, t_1 die mittlere Schenkellänge.

$$e = \frac{t_1}{4}(1 - \sin\varepsilon), \quad t_1 = t - {}^1\!/_2\,\delta\,\operatorname{ctg}\left(45^0 + \frac{\varepsilon}{2}\right) \;\; . \qquad (189)$$

$$J_x = t_1^3 \delta \left[\frac{5}{24}(3 - \cos 2\varepsilon) + \frac{1}{2}\sin\varepsilon + \frac{1}{6}\frac{\delta^2}{t_1^2}\cos^2\varepsilon\right] \qquad (190)$$

$$J_y = {}^2/_3\, t^3 \delta \cos^2 \varepsilon \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (191)$$

$$a = e + t_1 \sin\varepsilon + {}^1/_2\, \delta \cos\varepsilon, \quad a' = t(1 + \sin\varepsilon) - a \; . \quad (192)$$

$$W_x = \frac{J_x}{a}, \quad W_x' = \frac{J_x}{a'} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (193)$$

Bei $\varepsilon = 22^1/_2{}^0$ erhält man hiernach für:

$t =$	$6\,\delta$	$7\,\delta$	$8\,\delta$	$9\,\delta$	$10\,\delta$
$J_x =$	$0{,}5672\, t^3 \delta$	$0{,}5806\, t^3 \delta$	$0{,}5909\, t^3 \delta$	$0{,}5962\, t^3 \delta$	$0{,}6056\, t^3 \delta$
$a =$	$0{,}584\, t$	$0{,}578\, t$	$0{,}572\, t$	$0{,}569\, t$	$0{,}565\, t$
$a' =$	$0{,}799\, t$	$0{,}805\, t$	$0{,}811\, t$	$0{,}814\, t$	$0{,}818\, t$
$W_x =$	$0{,}97\, t^2 \delta$	$1{,}00\, t^2 \delta$	$1{,}03\, t^2 \delta$	$1{,}05\, t^2 \delta$	$1{,}07\, t^2 \delta$
$W_x' =$	$0{,}71\, t^2 \delta$	$0{,}72\, t^2 \delta$	$0{,}73\, t^2 \delta$	$0{,}73\, t^2 \delta$	$0{,}74\, t^2 \delta$

Abgerundet darf man setzen

$$\left.\begin{array}{l} J_{min} = 0{,}57\, t^3 \delta \text{ (vgl. 190)} \\ W_x = t^2 \delta, \quad W_x' = 0{,}7\, t^2 \delta \text{ (vgl. 193)} \end{array}\right\} \quad . \quad . \quad (194)$$

V. Erddruck und Stützmauern.*)

Man unterscheidet einen **tätigen (aktiven) Erddruck**, der das Bestreben hat, die Mauer durch Umkanten oder Verschieben aus ihrer Gleichgewichtslage zu bringen, und einen **ruhenden (passiven) Erddruck**, der einem Vordringen der Wand (z. B. infolge Gewölbeschubes) entgegenwirkt. Bei Berechnung von Stützmauern kommt nur der tätige Erddruck in Betracht.

Ermittlung des Erddrucks auf eine Stützmauer nach der Coulombschen Theorie.

Eine Mauer von der Länge 1 ist mit völlig kohäsionsloser Erde hinterfüllt. Weicht die Mauer aus, dann sei angenommen, daſs sich eine **ebene** Rutschfläche AC bildet (Abb. 141). Das Gewicht des Prismas ABC einschlieſslich der Auflast von B bis C ist G. Es wirken also auf das Prisma drei Kräfte, die miteinander im Gleichgewicht sein sollen, nämlich G und die Widerstände E der Mauer und Q des stehenbleibenden Erdkörpers. Die Richtungen von Q und E sind zunächst unbekannt. Im Grenzzustande des Gleichgewichts aber bildet Q mit dem Lot den Reibungswinkel $\delta = \rho$ von Erde auf Erde (= dem natürlichen Böschungswinkel); der Winkel δ', den E mit dem Lot einschlieſst, sei durch die Erfahrung bekannt. Damit Gleichgewicht besteht, bilden G, E und Q ein Dreieck.

*) Nach Müller-Breslau, Erddruck auf Stützmauern; Kröner, 1906. — S. a. Müller-Breslau, Bemerkungen über die Berechnung des Erddrucks auf Stützmauern, Z. h. A. u. I. V. 1908. — F. Kötter, Die Entwicklung der Lehre vom Erddruck, Jahresber. d. dtsch. Math. Ver. 1893. — F. Kötter, Die Bestimmung des Drucks an gekrümmten Gleitflächen, eine Aufgabe aus der Lehre vom Erddruck. Verhdlg. d. Phys. Gesellsch. zu Berlin, 1888, und Sitzungsber. d. Kgl. Preuſs. Akad. d. Wissensch. 1903. — Möller, Erddrucktabellen; Hirzel, 1902 (Angaben über Abmessungen von Stützmauern).

Man ermittelt nun für verschiedene Winkel φ die zugehörigen Werte von E und macht die Wand so stark, dafs sie dem gröfsten E gewachsen ist. Das dem E_{max} entsprechende Prisma ABC ist das sogen. Coulombsche Prisma des gröfsten Druckes, und E_{max} ist derjenige Widerstand, der mindestens geleistet werden mufs, damit Gleichgewicht besteht.

Eine bequeme zeichnerische Ermittlung von E_{max} zeigt Abb. 142. Man trägt von A aus die natürliche Böschungslinie AN unter ϱ ein,

Abb. 141.

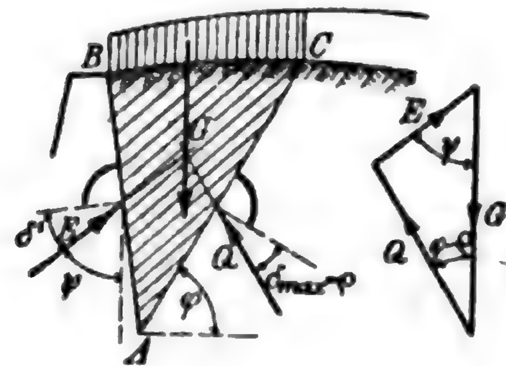
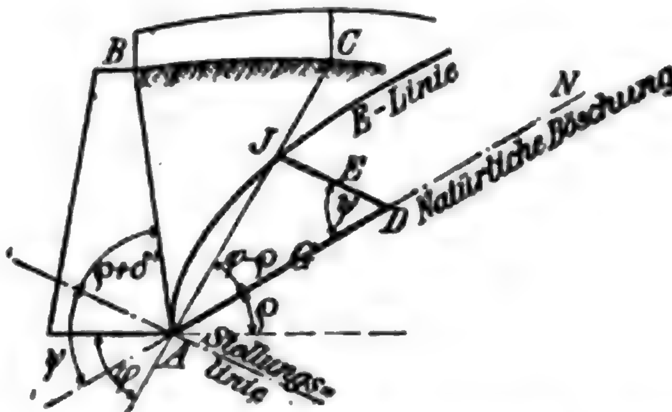


Abb. 142.



zieht eine Gleitfläche AC unter φ und legt das Kräftedreieck so, dafs G von A aus auf der natürlichen Böschung aufgetragen wird; dann findet man unter ψ gegen die natürliche Böschung die gesuchte Gröfse E. Für verschiedene Lagen der Gleitfläche AC wandert der Punkt J auf der sogen. **Culmannschen E-Linie,** die auf ein schiefwinkliges Koordinatensystem bezogen ist, dessen Achsen den Winkel ψ miteinander einschliefsen; die eine Achse ist die natürliche Böschung, die andere, die **Stellungslinie,** bildet mit der Wand AB den Winkel $(\delta + \varrho)$. Die E-Linie gestattet die Ermittlung von E_{max}. Es ist:

$$E = G \frac{\sin(\varphi - \varrho)}{\sin(\varphi - \varrho + \psi)} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (195)$$

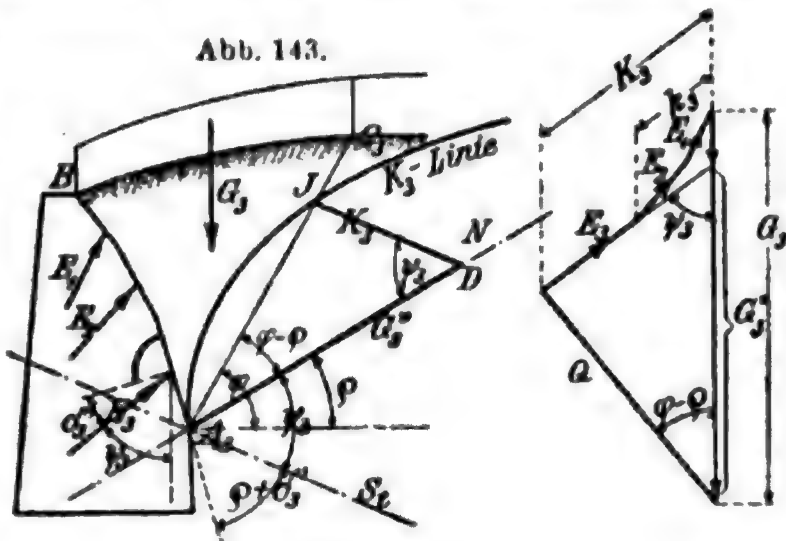
Mittelwerte des natürlichen Böschungswinkels ϱ.

Erdart	Gewicht γ_e in t/cbm	ϱ	$\operatorname{tg} \varrho$	$\operatorname{tg}^2\left(45^0 - \frac{\varrho}{2}\right)$
Dammerde, trocken	1,4	35^0 bis 40^0	0,700 bis 0,839	0,271 bis 0,217
„ natürlich feucht .	1,6	45^0	1	0,172
„ gesättigt nafs . .	1,8	27^0	0,510	0,376
Sand, trocken	1,58 bis 1,65	30^0 bis 35^0	0,577 bis 0,700	0,333 bis 0,271
„ natürlich feucht . . .	1,8	40^0	0,839	0,217
„ gesättigt nafs	2,0	25^0	0,466	0,406
Lehmboden, trocken	1,5	40^0 bis 45^0	0,839 bis 1	0,217 bis 0,172
„ nafs	1,9	20^0 „ 25^0	0,364 bis 0,466	0,490 „ 0,406
Tonerde, trocken	1,6	40^0 „ 50^0	0,839 „ 1,192	0,217 „ 0,132
„ nafs	2,0	20^0 „ 25^0	0,364 „ 0,466	0,490 „ 0,406
Kies, trocken	1,8 bis 1,85	35^0 „ 40^0	0,700 „ 0,839	0,271 „ 0,217
„ nafs	1,86	25^0	0,466	0,406
Gerölle, eckig	1,8	45^0	1	0,172
„ rundlich	1,8	30^0	0,577	0,333
Gaskohlen.	0,9	45^0 bis 50^0	1 bis 1,192	0,172 bis 0,132
Wasser	1,0	0^0	0	1

In wichtigen Fällen ist γ_e und ϱ durch Versuch zu bestimmen.

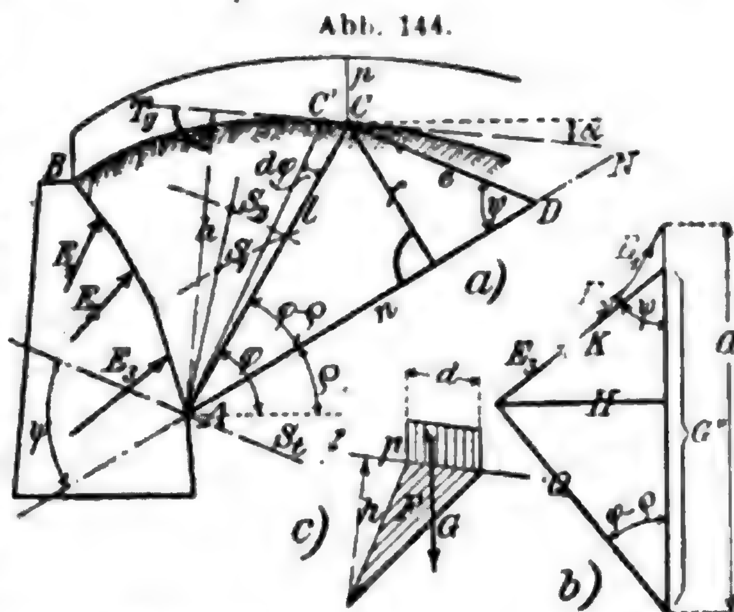
Der **Winkel δ'** ist abhängig von der Gröfse der Reibung zwischen Wand und Hinterfüllung. Sein Wert liegt zwischen $\delta = 0^0$ bei vollkommen glatter Wand und $\delta = \varrho$ bei rauher Wand. Wird δ' zu hoch angenommen, ist die Standsicherheit der Stützmauer fraglich; ein zu kleines δ' gibt einen wenig wirtschaftlichen Bau. Nach den bisherigen Erfahrungen tritt die Voraussetzung einer völlig glatten Wand nicht ein. Trotzdem wird man der Sicherheit wegen bei asphaltierten Wänden, besonders wenn die Hinterfüllung nicht genügend entwässert ist, bei glatten Betonwänden, bei Kai- und Schleusenmauern mit leicht durchnäfster Hinterfüllung $\delta' = 0$ setzen. Gewöhnlich wird $\delta' = \varrho$ angenommen. Die Erddruckversuche von Müller-Breslau haben aber gezeigt, dafs es zweckmäfsiger erscheint, selbst bei rauhen Wänden und sorgfältiger Entwässerung des Erdkörpers $\delta' = \frac{3}{4}\varrho$ zu setzen. Bei Versuchen mit schweren Einzellasten fiel δ' sogar bis $\frac{1}{2}\varrho$.

Abb. 143.



Bei **gebrochener Wandfläche** (Abb. 143) bestimmt man der Reihe nach die Drücke $E_1\ E_2\ E_3 \ldots$ auf die einzelnen Wandstücke. E_1 wird nach Abb. 144 ermittelt; $E_2\ E_3 \ldots$ wie folgt. Es sei z. B. E_2 bereits gefunden, E_3 noch zu suchen. Aus dem Krafteck für ein Erdprisma $A_3 B C_3$ erkennt man, dafs die Aufgabe sich zurückführen läfst auf die Ermittlung eines gröfsten Wertes $K_3 = E_3 + k_3$ mittels einer **Culmannschen K_3-Linie**, die der in Abb. 142 angewendeten E-Linie entspricht.

Abb. 144.



Es ist:

$$K = G_3'' \frac{\sin(\varphi - \varrho)}{\sin(\varphi - \varrho + \psi_3)} \quad \ldots \quad (196)$$

Eine **krumme Wandfläche** wird in einzelne ebene Teile zerlegt und ebenso untersucht.

Unter der Bedingung, dafs K eine stetige Funktion von φ sei, liefert bei stetiger Auflast die Gleichung: $\frac{dE}{d\varphi} = \frac{dK}{d\varphi} = 0$ den Widerstand, dem die Wand mindestens gewachsen sein mufs. Man erhält:

$$G'' = -\frac{dG''}{d\varphi}\sin(\varphi - \varrho)\frac{\sin(\varphi - \varrho + \psi)}{\sin\psi}.$$

Das Gewicht G eines nach Abb. 144c gestalteten Erdprismas von der Länge 1 ist $G = \gamma_e \frac{dh}{2} + pd = \gamma'_e \cdot F$, worin: $\gamma'_e = \gamma_e + \frac{2p}{h}$,

γ_e das Einheitsgewicht der Hinterfüllung,
p die Einheitsauflast an der Stelle C,
h das Lot von A auf die in C angetragene Geländetangente Tg.

Mit Rücksicht auf Abb. 144a folgt demnach für das Gewicht des sehr kleinen Prismas ACC': $dG'' = -\gamma'_e \frac{1}{2} l^2 d\varphi$.

Zieht man von C aus eine Parallele e zur Stellungslinie und das Lot f auf die Böschungslinie, so ergibt sich (mit den in die Abbildung eingeschriebenen Bezeichnungen) als Bedingung für die Lage der Gleitlinie der **Rebhannsche Satz** in der Form:

$$G'' = \gamma'_e \frac{1}{2} fn.$$

Die Gleitfläche wird gefunden, indem man auf verschiedenen Strahlen AC die entsprechenden Strecken $AS_1 = G''$ und $AS_2 = \gamma'_e \frac{1}{2} fn$ aufträgt; durch den Schnittpunkt der durch die Punkte S_1 bzw. S_2 bestimmten Kurven geht die gesuchte Gleitlinie. Die Proportion (Abb. 144b und a) $K : Q : H : G'' = e : l : f : n$ liefert:

$$K = \gamma'_e \frac{1}{2} fe, \qquad Q = \gamma'_e \frac{1}{2} fl, \qquad H = \gamma'_e \frac{1}{2} f^2 . \quad (197)$$

Dieses Verfahren ist für den folgenden Fall von Bedeutung.

Abb. 145.

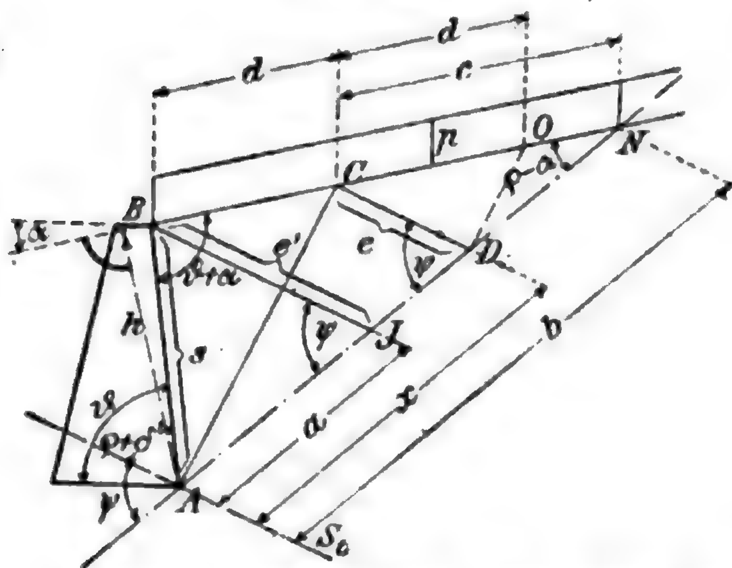
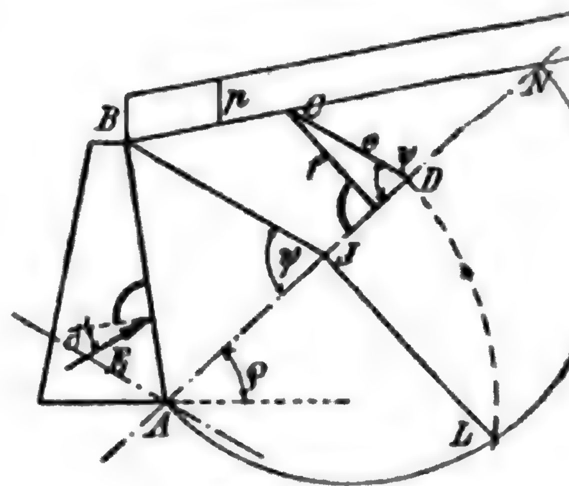


Abb. 146.



Wand und Gelände sind eben, Auflast p ist gleichmäßig verteilt (Abb. 145). Nach dem Rebhannschen Satz ist:

$$G'' = G = \gamma'_e \triangle ACD \,.\, 1 = \gamma'_e \triangle ABC \,.\, 1$$

und $$\triangle ACD = \triangle ABC;$$

die Lage der Gleitlinie ist also unabhängig von der Auflast p und dem Gewicht γ_e der Hinterfüllung.

Ferner ist: $BC = CO$ und $\frac{c}{d} = \frac{b-x}{x-a} = \frac{b}{x}$.

Die Lage des Punktes D ist bestimmt durch die **Ponceletsche Gleichung:**

$$x = \sqrt{a b}.$$

Daraus folgt die **Ponceletsche Zeichnung des Erddrucks** (Abb. 146). Man schlägt über AN einen Halbkreis, stellt das Lot JL in J auf, macht $AD = AL$ und geht von D aus unter ψ nach C. Dann ist:

$$E = \gamma'_e \cdot \frac{1}{2} f e . \quad . \quad . \quad . \quad . \qquad (198)$$

Dieser Wert zerlegt sich in den Erddruck des unbelasteten Geländes:

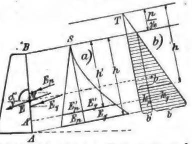
$$E_\gamma = \gamma_e \frac{1}{2} f e . \quad . \quad . \quad . \quad . \qquad (199)$$

und den Erddruck der Auflast:

$$E_p = \frac{p f e}{h} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \qquad (200)$$

Verkürzt man die Wand $AB = s$ auf $A'B = s'$ mit der Druckhöhe h', so liefert die Ponceletsche Zeichnung die Strecken f' und e'. Es verhält sich dann:

Abb. 147.



$$f' : f = e' : e = h' : h = s' : s,$$

und die Erddrücke auf die Wand $A'B$ werden:

$$E'_\gamma = E_\gamma \frac{h'^2}{h^2}$$

und

$$E'_p = E_p \frac{h'}{h}.$$

Der **Verlauf der Drücke** E_γ kann daher durch eine Parabel mit dem Scheitel S, derjenige der E_p durch eine Gerade dargestellt werden (Abb. 147a). Der zur Druckhöhe h' gehörige Einheitsdruck k setzt sich zusammen aus:

$$k_\gamma = \frac{d E'_\gamma}{d h'} = \frac{2 E_\gamma h'}{h^2} \quad \text{(proportional } h'\text{)}$$

und

$$k_p = \frac{d E'_p}{d h'} = \frac{E_p}{h} \quad \text{(unveränderlich } k\text{)}.$$

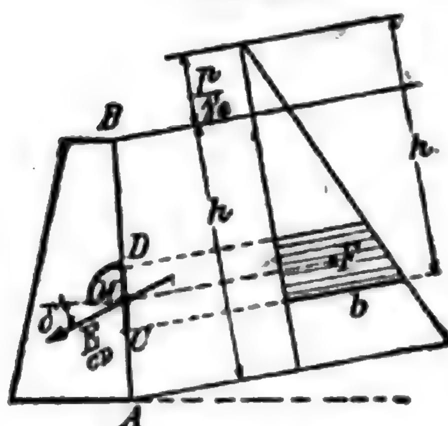
Die **Belastungsfläche der Wand** ist ein Trapez, das aus einem Rechteck von der Breite $b' = k_p$ und einem Dreieck von der Basis $b = \gamma_e \frac{f e}{h}$ besteht (Abb. 147 b).

Der Schnittpunkt T der Trapezseiten liegt im Abstande $\frac{p}{\gamma_e}$ vom Gelände. $\frac{p}{\gamma_e}$ ist die auf das Gewicht der Hinterfüllung umgerechnete Auflasthöhe. Zum Zeichnen der Belastungsfläche trägt man im Abstande h von T die Breite b ein. Der **Angriffspunkt von E_γ** liegt im unteren Drittelpunkt von AB, derjenige **von E_p** im Mittelpunkt

Digitized by Google

von AB. Der **Angriffspunkt M von E** ist bestimmt durch den Schwerpunkt des Trapezes, das hierzu von beliebiger Breite b gezeichnet werden darf.

Abb. 148

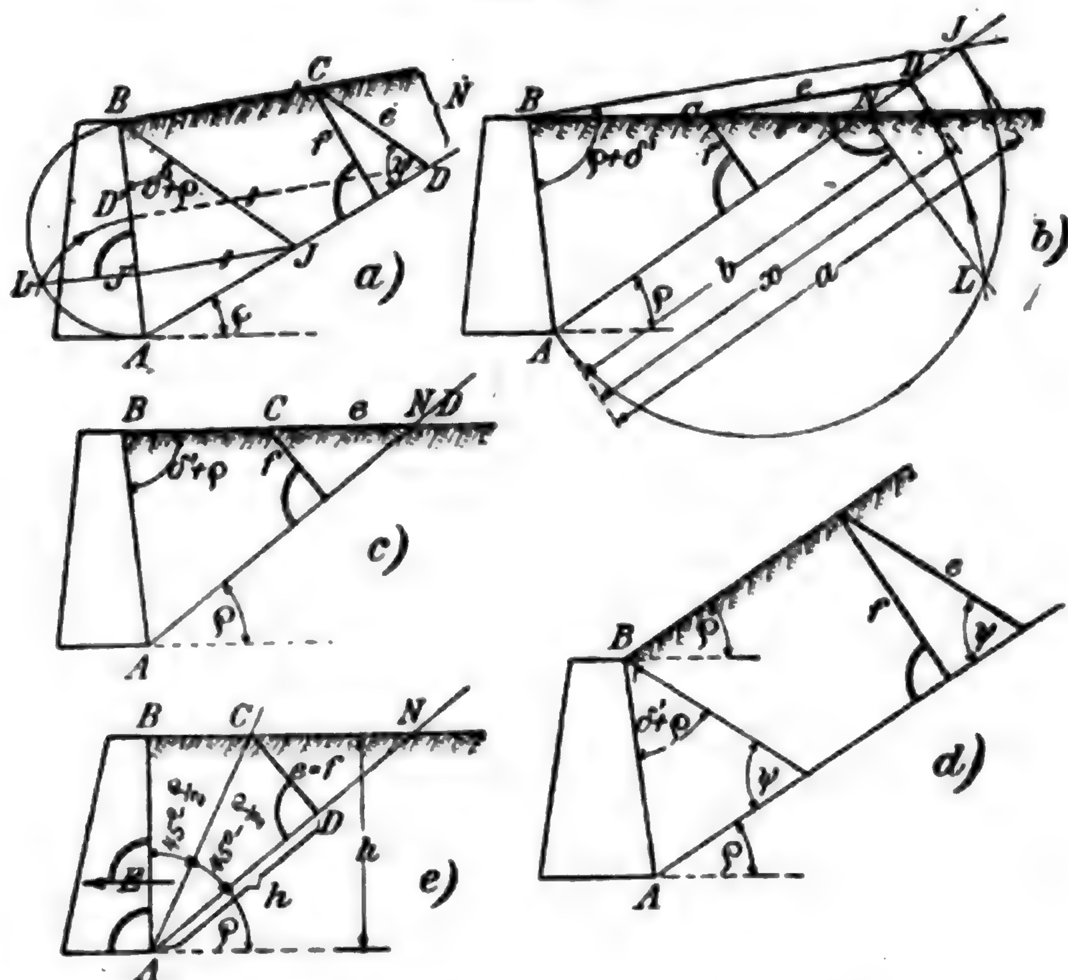


Soll E auf ein Stück CD bestimmt werden, so berechnet man den Inhalt F (Abb. 148) der zugehörigen Druckfigur und erhält, in M angreifend:

$$E_{CD} = F \,.\, 1.$$

Ist der **Wandrücken gebrochen**, also aus mehreren verschieden geneigten Wandstücken CD zusammengesetzt, so ermittelt man für die einzelnen Wandneigungen die Belastungsflächen, als hätte jedes Wandstück die Druckhöhe h, benutzt aber für jeden Streifen CD nur den ihm zukommenden Teil F der Druckfigur. In solche Wände trägt man eine vollständige Stützlinie ein (S. 175).

Abb. 149.



Sonderfälle bei gerader Gelände- und Wandlinie.

Abb. 149a: Punkt N liegt weit ab. Der Halbkreis wird über AB gezeichnet, $JJ' \parallel D'D \parallel BC$ gezogen.

Abb. 149b: Punkt J liegt außerhalb des Geländes. Der Halbkreis ist über AJ zu schlagen.

Abb. 149c: Die Punkte J, D und N fallen zusammen. Es wird $BC = CN = e$.

Abb. 149d: Die Geländelinie ist parallel zur natürlichen Böschungslinie; N und C liegen im Unendlichen. e und f kann an beliebiger Stelle gemessen werden.

Abb. 149e: Die Wand ist lotrecht und vollkommen glatt ($\delta' = 0$), das Gelände wagerecht. Man mache $AD = AB$; $e = f$.

Rechnerisch läfst sich E folgendermafsen ausdrücken (Abb. 145)

$$E = \gamma'_e \frac{1}{2} e^2 \sin \psi \quad \ldots \ldots \quad (201)$$

Nach einer wagerechten Seitenkraft E_w und einer lotrechten E_l zerlegt ergibt sich daraus:

$$E_w = \gamma'_e \frac{1}{2} s^2 \nu^2 \text{ und } E_l = E_w \operatorname{cotg} \psi, \quad \ldots \quad (202)$$

worin:

$$\left.\begin{array}{l} \nu = \dfrac{\sin(\vartheta + \varrho)}{\varepsilon}, \quad \varepsilon = 1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\varrho - \alpha)\sin\omega}{\sin(\vartheta + \alpha)\sin\psi}} \\ \omega = \varrho + \delta' \text{ und } \psi = \vartheta - \delta' \end{array}\right\} \quad (203)$$

Die Gleitlinie AC ist bestimmt durch:

$$BC = s\nu \frac{\varepsilon - 1}{\sin(\varrho - \alpha)} \quad \ldots \ldots \quad (204)$$

Für den **Sonderfall einer lotrechten Wand** ($\vartheta = 90^0$) hat man mit folgenden Werten zu rechnen:

α) bei geneigtem Gelände:

$$E_w = \gamma'_e \frac{1}{2} s^2 \frac{\cos^2 \varrho}{\varepsilon^2}, \quad BC = \frac{s \cos \varrho}{\sin(\varrho - \alpha)} \frac{\varepsilon - 1}{\varepsilon} \quad (205)$$

β) bei wagerechtem Gelände und vollkommen glatter Wand (Abb. 149e

$$\left.\begin{array}{l} E_w = E = \gamma'_e \frac{1}{2} h^2 \operatorname{tg}^2\left(45^0 - \frac{\varrho}{2}\right) \\ BC = h \operatorname{tg}\left(45^0 - \frac{\varrho}{2}\right) \end{array}\right| \delta' = 0 \quad . \quad (206)$$

Für den Durchschnittswert $\varrho = 37^0$ (bei Dammerde) ist:

$$\operatorname{tg}^2\left(45^0 - \frac{\varrho}{2}\right) \simeq \frac{1}{4}.$$

Das gibt für den Erddruck des unbelasteten Geländes:

$$E_\gamma = \frac{1}{8} \gamma_e h^2$$

und für den Erddruck der Auflast: $E_p = \frac{1}{4} p h$ $\quad \ldots \quad (207)$

Die Druckfigur (Abb. 147) setzt sich zusammen aus einem Dreieck von der Basis $b = \frac{h}{4} \gamma_e$ und einem Rechteck von der Breite $b' = \frac{p}{4}$.

Dem ungünstigsten Wert $\varrho = 20$ bis 22^0 (bei Schleusenmauern) entspricht:

$$\operatorname{tg}^2\left(45^0 - \frac{\varrho}{2}\right) \simeq \frac{1}{2}$$

$$E_\gamma = \frac{1}{4}\gamma_e h^2, \qquad E_p = \frac{1}{2} p h \quad . \; . \; . \qquad (208)$$

Für die zugehörige Druckfigur (Abb. 147) wird:

$$b = \frac{h}{2}\gamma_e \quad \text{und} \quad b' = \frac{p}{2}.$$

γ) bei wagerechtem Gelände und vollkommen rauher Wand:

$$E_w = \gamma'_e \frac{1}{2} h^2 \frac{\cos^2\varrho}{(1+\sqrt{2}\sin\varrho)^2}, \quad E = E_w \frac{1}{\cos\varrho}; \quad \delta = \varrho \quad (209)$$

Bei **gebrochener Geländelinie** kommt es darauf an, den Vieleckquerschnitt des Druckprismas in einen Dreieckquerschnitt zu ver-

Abb. 150.

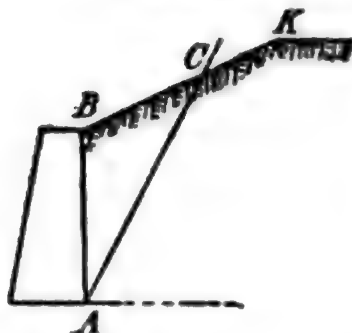


Abb. 152.

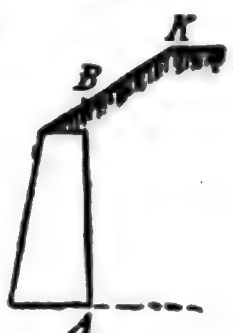
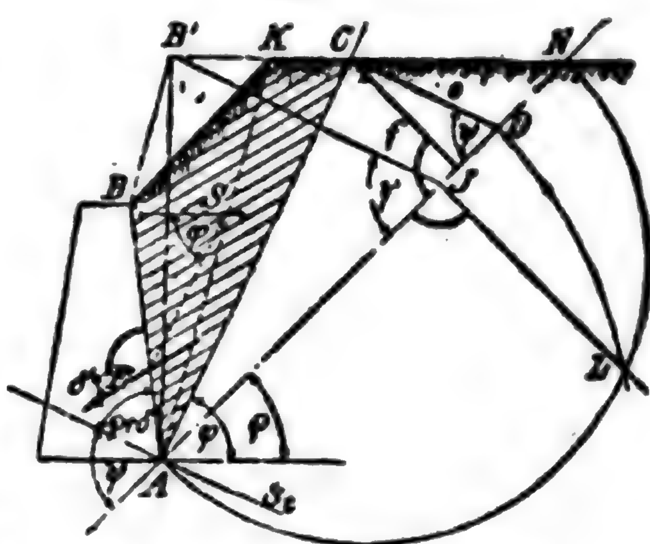


Abb. 151.



wandeln, dessen obere Begrenzung in derjenigen Geländelinie liegt, in die C hineinfällt.

Liegt der Knick K der Geländelinie (Abb. 150) in größerer Entfernung von der Wand, so daß Punkt C zwischen B und K liegt, dann hat die Aenderung der Geländeneigung keinen Einfluſs auf E.

Fällt C rechts von K (Abb. 151), verwandelt man das Dreieck ABK in das inhaltgleiche Dreieck $AB'K$ und verfährt nun genau so, als hätte die Wand die Lage AB'. Die Stellungslinie St jedoch schlieſst den Winkel $\delta + \varrho$ mit der ursprünglichen Wandrichtung AB ein. Der Beweis für die Richtigkeit folgt aus dem Rebhannschen Satze

$$\triangle\, AB'C = ABKC = \triangle\, ACD.$$

Der Angriffspunkt von E ist genügend genau bestimmt durch den Schwerpunkt S des Prismas $ABKC$ und eine Parallele zur Gleitfläche AC.

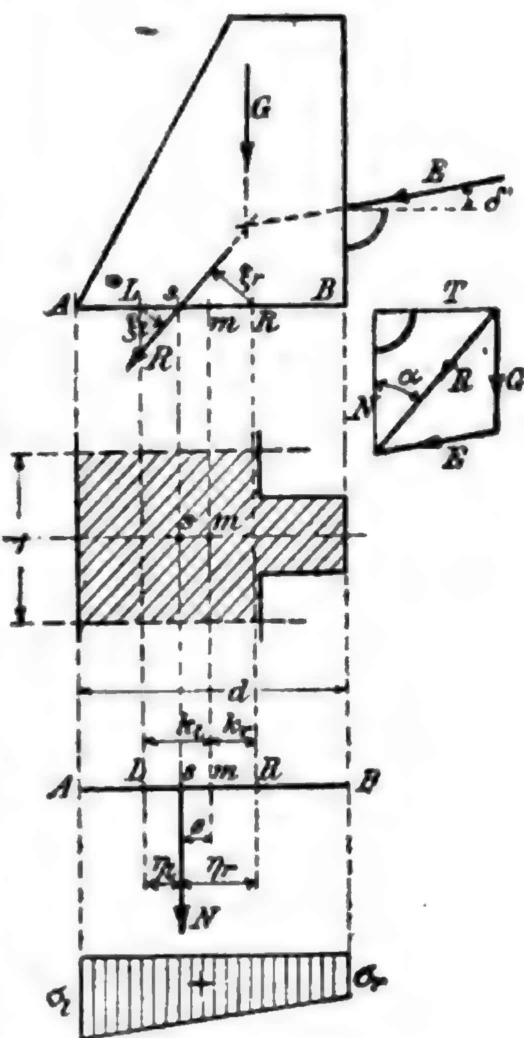
Wenn das Gelände zum Teil die Mauerkrone bedeckt (Abb. 152), dann verlängert man die Wand bis B und rechnet den Erdkörper über der Mauer zu deren Gewicht.

Zur Ermittlung des Erddrucks dient unter gewissen Beschränkungen auch die Theorie des seitlich unbegrenzten Erdkörpers **(Rankinesche Theorie).** Sie steht aber der Coulombschen Theorie nach, weil sie

nicht gestattet, die Wahl des wichtigen Winkels δ' der Erfahrung anzupassen, sondern seine Gröfse von der Neigung des Geländes abhängig macht.

Sie geht aus von der Betrachtung der Grenzzustände des Gleichgewichts im unbegrenzten kohäsionslosen Erdkörper mit ebener, gleichmäfsig belasteter Oberfläche und stützt sich auf den fundamentalen Satz: Der Erddruck auf eine lotrechte Fläche ist parallel zur Oberfläche; der Druck auf eine Parallele zur Oberfläche ist lotrecht. D. h. für jeden Punkt im Inneren des betrachteten Erdreichs sind die lotrechte Richtung und die Oberflächenrichtung einander konjugiert. Die Richtung des Erddrucks E auf eine lotreche Fläche AB ist also bekannt, und es läßt sich der Druck auf eine andere Fläche AB' angeben, indem man E mit dem Gewicht G des Erdprismas ABB' zusammensetzt. Rankine hat ohne weiteres angenommen, dafs die Druckverhältnisse des Erdkörpers nicht geändert werden, wenn ein Teil des Erdkörpers durch eine feste Wand ersetzt wird. Diese Annahme kann aber zu unwahrscheinlichen Spannungszuständen führen, so z. B. bei lotrechter Wand und abfallendem Gelände oder bei nach hinten geneigter Wand. Trotzdem ist die Rankinesche Theorie verwendbar, insbesondere bei Untersuchung von Gewölben, auf denen eine Erdmasse ruht.

Abb. 153.



Berechnung der Pressungen in einem Mauerquerschnitt.

Der Erddruck E und das Gewicht G der Mauer werden zum Fugendruck R zusammengesetzt, der den Querschnitt AB im Stützpunkt s trifft (Abb. 153). Der geometrische Ort aller Stützpunkte s mehrerer aufeinanderfolgender Fugen heifst **die Stützlinie** der Wand. Man zerlegt R parallel und lotrecht zu AB in die Schubkraft T und die Lotkraft N. Die Kraft T muß durch den in der Fuge oder Sohle AB wirksamen Reibungswiderstand aufgenommen werden können, wobei man in der Regel mit einem Reibungswinkel von $\alpha \simeq 35^0$ ($\operatorname{tg}\alpha \cong 0{,}7$) für Mauerwerk auf Mauerwerk rechnen darf. Ergibt sich α zu grofs, so mauere man in Fugen, die R weniger schräg durchgehen lassen. Bezeichnet:

m den Querschnittsschwerpunkt, F den Querschnittsinhalt,
e die Exzentrizität, W die Widerstandsmomente,

und rechnet man bei Mauerwerk die Druckspannungen positiv, so folgt für die Kantenpressungen in AB:

$$\sigma_l = \frac{N}{F} + \frac{Ne}{W_l}, \qquad \sigma_r = \frac{N}{F} - \frac{Ne}{W_r} \quad . \quad . \quad (210)$$

Führt man die Kernpunkte $\mathfrak{L}$ und $\mathfrak{R}$ ein, deren Lage bestimmt ist durch die Kernweiten:

$$k_l = \frac{W_r}{F} \quad \text{und} \quad k_r = \frac{W_l}{F} \quad \ldots \ldots \quad (211)$$

so können die **Spannungen durch die Kernpunktmomente ausgedrückt** werden, wenn der Stützpunkt s im Kern liegt. Es ergibt sich:

$$\sigma_l = \frac{N\eta_r}{W_l} \quad \text{und} \quad \sigma_r = \frac{N\eta_l}{W_r} \quad \ldots \ldots \quad (212)$$

Man kann aber auch mit den Formeln rechnen:

$$\sigma_l = \frac{R\xi_r}{W_l} \quad \text{und} \quad \sigma_r = \frac{R\xi_l}{W_r} \quad \ldots \ldots \quad (213)$$

Für den Rechteckquerschnitt vereinfachen sich diese Gleichungen zu (Abb. 154):

$$\left.\begin{aligned} \sigma_l &= \frac{N}{d}\left(1 + \frac{6e}{d}\right) = 6\,\frac{N\eta_r}{d^2} \\ \sigma_r &= \frac{N}{d}\left(1 - \frac{6e}{d}\right) = 6\,\frac{N\eta_l}{d^2} \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ldots \quad (214)$$

oder zu

$$\sigma_l = 6\,\frac{R\xi_r}{d^2} \quad \text{und} \quad \sigma_r = 6\,\frac{R\xi_l}{d^2} \quad \ldots \ldots \quad (215)$$

Liegt der **Stützpunkt s aufserhalb des Kernes** (Abb. 155), so empfiehlt es sich, die Zugbeanspruchungen in der Mauerwerkfuge zu vernachlässigen; in der Fundamentsohle treten Zugspannungen überhaupt nicht auf. Greift N im Abstande ξ von der stärkst gedrückten Kante an, dann stelle man nur einen Querschnitt von der Gesamtlänge 3ξ in Rechnung und denke sich rechts von C die Wand aufgerissen. Für die als tragend angenommene Fuge liegt s in der Kerngrenze, und man erhält:

Abb. 154.

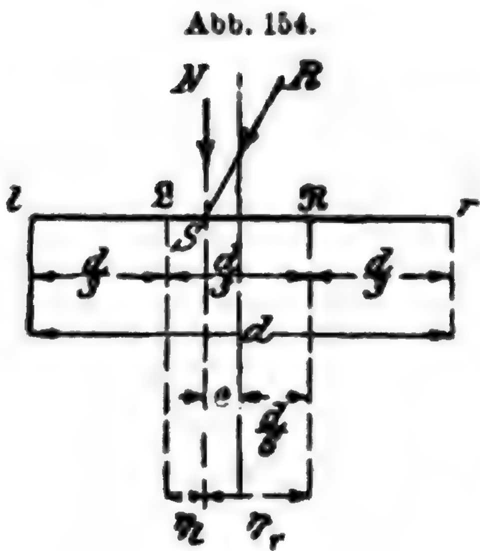
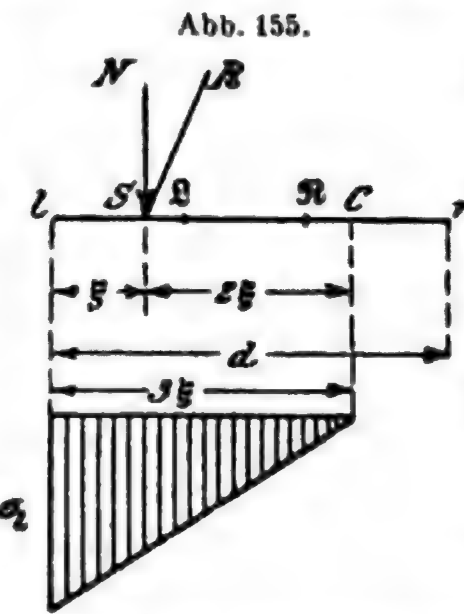


Abb. 155.



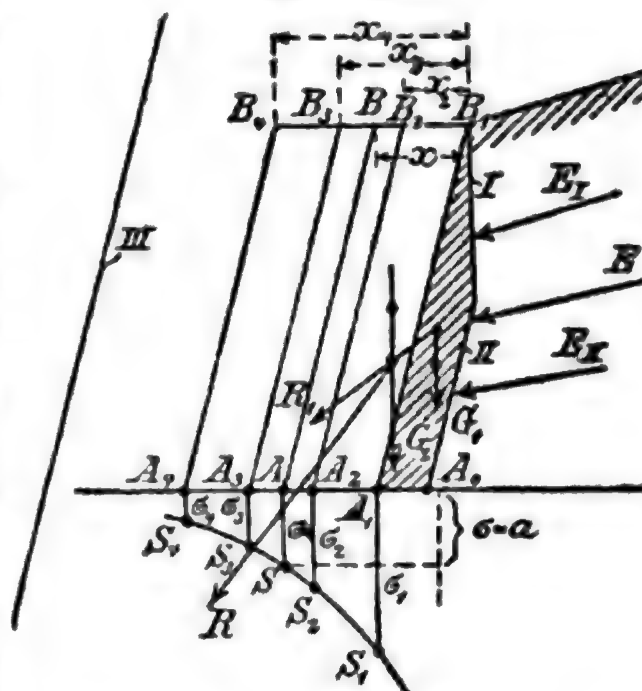
$$\sigma_l = \frac{2N}{3\xi 1} \quad \text{und} \quad \sigma_r = 0 \quad \ldots \ldots \ldots \quad (216)$$

Um ein gutes Bild des Sicherheitsgrades der Mauer zu erhalten, zeichne man eine **Spannungslinie (σ-Linie) für die stärkste Kantenpressung.** Es sei z. B. für die in Abb. 156 dargestellte Mauer die Rück-

wand I und II und die Richtung der Vorderwand III gegeben. Gesucht ist die Kronenbreite für eine gröfste zulässige Pressung $\sigma = a$.

Man ziehe $B_1 A_1 \parallel$ zu III durch B_1, bestimme E_I und E_{II} (S. 173), setze deren Mittelkraft E mit G_1, dem Gewicht von $A_1 B_1 A' A_0$ zusammen, suche R_1, berechne hierfür die vordere Kantenpressung σ_1 und trage sie auf $A_1 S_1 \perp A_0 A_4$ auf. Dann verstärke man die Mauer $A_1 B_1 A' A_0$ um das Parallelogramm $A_1 B_1 B_2 A_2$ mit der Kronenbreite x_2, suche hierfür durch Zusammensetzung der Mittelkraft R_1 mit G_2, dem Gewicht von $A_1 B_1 B_2 A_2$, die neue Mittelkraft R_2, berechne σ_2 und bestimme wie vorher S_2. Dasselbe Verfahren wiederholt man noch für Mauern mit den weiteren Verstärkungen $A_2 B_2 B_3 A_3$ bzw. $A_3 B_3 B_4 A_4$ und den Kronenbreiten x_3 und x_4, wobei zweckmäfsig $x_3 = 2x_2$ und $x_4 = 3x_2$ gewählt werden. Die Punkte S bestimmen die **Spannungskurve.** Darauf trägt man das zulässige $\sigma = a$ senkrecht auf $A_0 A_4$ auf, findet S und senkrecht darüber Punkt A, zieht $AB \parallel$ III und erhält x. Man darf aber die Mauer nicht nach dem zulässigen σ konstruieren, wenn die Spannungskurve sich in dessen Nähe rasch der Asymptote nähert. Die zulässige Pressung kann in solchem Falle nicht ausgenutzt werden. Darauf ist besonders zu achten.

Abb 156.



Ein ähnliches Verfahren empfiehlt sich bei Berechnung aller Bauwerke auf kleiner Grundfläche, z. B. der Fabrikschornsteine. Vgl. II. Bd. 1. Abschn. Kraftmaschinen, III. Dampfkessel.

VI. Gewölbe.

Erfahrungsangaben über die verschiedenen Gewölbearten siehe in den Abschnitten Hochbau und Brückenbau.

A. Abschätzung der Gewölbestärke.

Die genaue Bestimmung der Gewölbeform und die Berechnung der erforderlichen Gewölbestärken bei vorgeschriebener Spannweite und Beanspruchung ist erst möglich nach Annahme eines bestimmten Querschnitts, der die ungefähre Form und Stärke des Gewölbes enthält.

Um hierbei grobe Mifsgriffe zu vermeiden, ist es zweckmäfsig, zunächst die Kämpfer- und Scheitelstärke mittels folgender Formeln überschläglich zu bestimmen. Bezeichnet:

l die lichte Weite zwischen den Widerlagern in m,

l_1 die halbe Stützweite der Bogenmittellinie in m,

h und h_1 die Pfeilhöhe der inneren Bogenlinie und der Bogenmittellinie in m,
d_0 und d_1 die Gewölbestärke im Scheitel und am Kämpfer in m,
d die mittlere Gewölbestärke in m, $d = \frac{1}{2}(d_0 + d_1)$,
φ_0 den Neigungswinkel der Stützlinientangente am Kämpfer gegen die Wagerechte,
γ das Gewicht des Gewölbemauerwerks in kg/cbm,
z_1 die auf γ bezogene Höhe der Baulast im Scheitel (also Uebermauerung, Abdeckung, Pflasterung, Ueberschüttung, Gleisgewicht usw.) in m,
$d_0 + z_1$ bei Brücken (angenähert) die Bauhöhe in der Mitte der Fahrbahn im Scheitel in m,
p die auf γ bezogene Höhe der gröfsten Verkehrslast in m,
k_0 die mittlere Scheiteldruckspannung in kg/qcm, die bei gleichmäfsiger Belastung der Brücke mit $\frac{1}{2}p$ nicht überschritten werden soll,

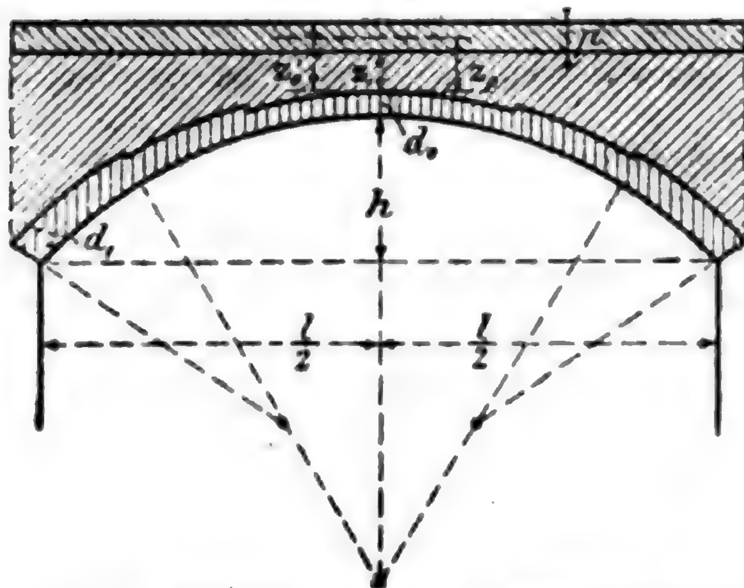
dann ist:

a) **Nach G. Tolkmitt** (Abb. 157):*)

$$\left.\begin{aligned} d_0 &\geqq \frac{0{,}5\,p\,h}{(d_0 + z_1) + 0{,}5\,p + 0{,}15\,h} \\ d_0 &\geqq 0{,}000014\,\frac{\gamma}{k_0}\,\frac{l^2}{h}\,[(d_0 + z_1) + 0{,}5\,p + 0{,}2\,h] \end{aligned}\right\} \quad (217)$$

Beide Bedingungen müssen für d_0 erfüllt werden, u. zw. die erste, damit bei der ungünstigsten Belastung (S. 181) eine Stützlinie möglich ist, die nicht aus dem mittleren Gewölbedrittel heraustritt, und die zweite, damit die Spannung k_0 nicht überschritten wird. Die gröfste, bei richtiger Bogenform im Gewölbe auftretende Druckspannung wird dann höchstens $k = 2\,k_0$. Die Belastungshöhen p für Verkehr S. 60 u. 180.

Abb. 157.



Für Brückengewölbe mit Klinkermauerwerk in Zementmörtel wähle man i. M. $k_0 = 8$ kg/qcm, bei Quadersteinmauerwerk $k_0 = 15$ kg/qcm. Man findet d_0 durch einige Versuchsrechnungen.

Vom Scheitel nach den Widerlagern hin mufs die Gewölbestärke entsprechend dem wachsenden Fugendruck zunehmen. Ueber die Bestimmung der richtigen Bogenform s. S. 180.

b) **Nach H. Müller-Breslau****) ist die gröfste, bei einseitiger Vollbelastung entstehende Druckspannung (in kg/qcm) in der Kämpferfuge

*) G. Tolkmitt, Das Entwerfen und die Berechnung der Brückengewölbe, Z. f. B. 1885 S. 268 und G. Tolkmitt, Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung der gewölbten Brücken, bearbeitet von Laskus; Berlin, W. Ernst & Sohn.

**) H. Müller-Breslau, Elastizitätstheorie der nach der Stützlinie geformten Tonnengewölbe. Z. f. B. 1886.

der belasteten Gewölbehälfte unter der Voraussetzung, dafs das Gewölbe ein Stützliniengewölbe ist (Abb. 158):

$$k_1 = \frac{\gamma l_1^2}{20000\, d_1 h_1} \left\{ \left(d_0 + z_1 + 0{,}5\, p + 0{,}14\, h \right) \left(\frac{1}{\cos \varphi_0} \mp \frac{4 \frac{h_1}{d_1}}{\left(\frac{h_1}{d_1}\right)^2 + 1} \right) \mp 0{,}75\, p \frac{h_1}{d_1} \right\} \quad \ldots \ldots \quad (218)$$

Um die Gewölbestärke abzuschätzen, berechne man vorher φ_0 nach der Formel:

$$\operatorname{tg}^2 \varphi_0 = \frac{4\, h_1^2}{l_1^2} \cdot \frac{z_0 + 0{,}5\, h_1}{z_0 + 0{,}14\, h_1}, \quad (219)$$

wobei:

$$z_0 = d_0 + z_1 + 0{,}5\, p \text{ in m ist.}$$

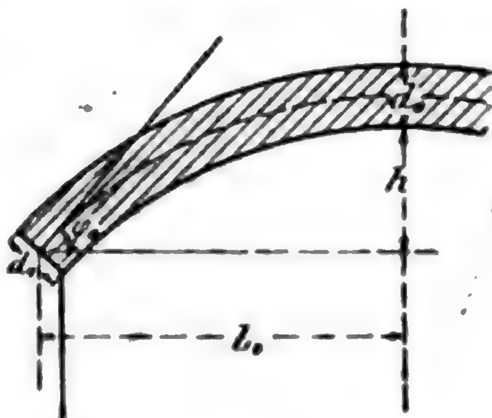


Abb. 158.

Man hat nun d_0 und d_1 versuchsweise anzunehmen, worauf bei zu grofsem oder zu kleinem k_1 die Abmessungen vergröfsert oder verkleinert werden müssen.

Das Verhältnis $d_0 : d_1$ kann man bei flachen Gewölben $= \cos \varphi_0$ wählen, jedoch sei hierbei $d_0 : d_1 \geqq 0{,}5$.

Das obere Vorzeichen (—) in Gleichung (218) bezieht sich auf die obere, das untere (+) auf die untere Kante der Kämpferfuge. Wird der eine der beiden Werte von k_1 negativ, so zeigt dies an, dafs die Stützlinie das mittlere Drittel der Kämpferfuge, d. h. den Kern, verläfst.

Bedeutet dann k_1' die Druckspannung in kg/qcm und k_1'' die Zugspannung der Kämpferfuge, beide Werte absolut genommen, so hat man, sobald der Zugwiderstand des Mauerwerks vernachlässigt wird, zu setzen

$$k_1 = \frac{\gamma_1 l_1^2}{10\,000\, d_1 h} (z_0 + 0{,}14\, h) \frac{1}{\cos \varphi_0} \frac{k_1' - k_1''}{k_1' - 2 k_1''} \quad . \quad . \quad (220)$$

B. Berechnung der Gewölbe.

1. Mittelkrafteck und Stützlinie.

Die Kämpferpunkte liegen in derselben Höhe. Das Gewölbe ist in bezug auf die Mittelachse symmetrisch. Das Gewölbe ohne Gelenke ist dreifach statisch unbestimmt; die Theorie des beiderseits eingespannten Bogens (S. 150) ist anwendbar (Abb. 159). Vgl. Müller-Breslau, Elastizitätstheorie der nach der Stützlinie geformten Tonnengewölbe, Z. f. B. 1886. A, H und $M_{(a)}$ seien ermittelt, also K_1 nach Lage, Gröfse

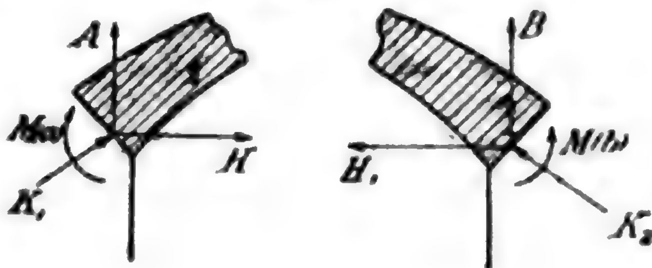


Abb. 159.

und Richtung bekannt. Zeichnet man dann das Kraft und das zugehörige Seileck (Abb. 160 u. 161), das durch die Punkte A, B, C geht, so entsteht das **Mittelkrafteck;** seine Schnittpunkte mit den Fugen

Abb. 160.

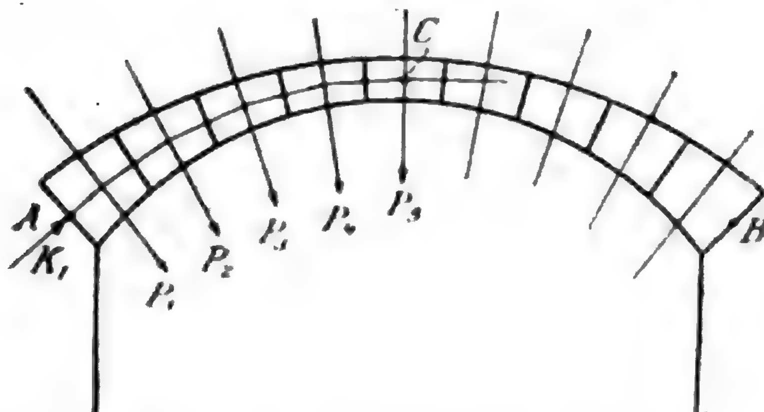
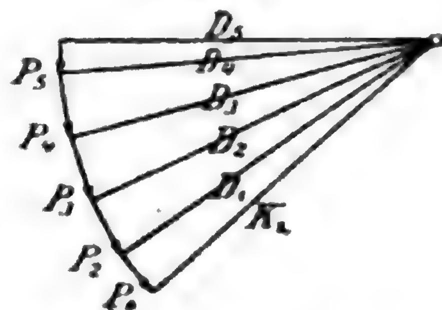


Abb. 161.



heifsen **Stützpunkte** und der geometrische Ort der letzteren die **Stützlinie.** Diese wird bei gleichmäfsig belastetem Gewölbe unter der Voraussetzung ermittelt, dafs Scheitel- und Kämpferdruck durch die Fugenmitten gehen.

2. Bestimmung der Gewölbeform und Spannkräfte.

Zunächst zeichne man eine aus architektonischen und praktischen Gründen zweckmäfsig erscheinende Gewölbeform versuchsweise, berechne nach den Formeln (217) bis (220) allgemein die Kämpfer- und

Abb. 162.

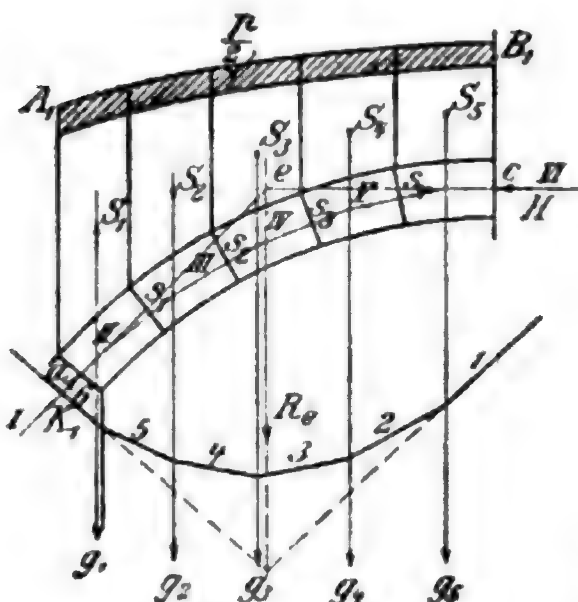


Abb. 163.

Scheitelstärken und vervollständige dann den Querschnitt des Gewölbes. Hierbei werden flache Gewölbe in der Regel kreisförmig gebildet.

Dann sucht man die auf Mauerwerk bezogene Belastungslinie $A_1 B_1$ (Abb. 162) für Eigenlast und eine gleichmäfsig auf beide Hälften verteilte Verkehrslast $^1/_2 p$. Zu dem Zweck empfiehlt es sich, Einzellasten durch eine gleichmäfsige Last zu ersetzen und bei Eisenbahnbrücken $p = 1600$ bis 2500 kg/qm, bei Strafsenbrücken $p = 800$ bis 1000 kg/qm anzunehmen.

Darauf wird die Gewölbeform in folgender Weise verbessert: Es wird die Gewölbehälfte in Streifen mit den Gewichten g_1, g_2, g_3 . . .

zerlegt (Abb. 162), die in den Schwerpunkten S_1 bis S_5 dieser Streifen angreifen. Die Zerlegung erfolgt in der Art, dafs man bei flachen Gewölben die Teile in wagerechter Richtung gleichmacht; bei stark gekrümmten dagegen die gleiche Teilung auf dem Bogen vornimmt. g_1 bis g_5 werden zu R_e zusammengesetzt, dessen Angriffspunkt man mittels des Kraft- und Seilecks 1 bis 6 (Abb. 163) bestimmt. Die Kämpfer- und Scheitelstützkraft greife in der Fugenmitte a und c (Abb. 162) an.

Da symmetrische Belastung angenommen wurde, ist der Scheiteldruck wagerecht und gleich H.

H, R_e und K_1 müssen sich das Gleichgewicht halten, also sich in e schneiden.

Die Zerlegung von R_e nach ce und ae liefert H, K_1 und den Pol O_2. Nun wird zu dem Krafteck mit der Polweite H durch die Punkte a und c das Mittelkrafteck gezeichnet, das die Fugen in den Stützpunkten s_1 bis s_4 schneidet. Die Richtung einer jeden Eckseite fällt mit der auf den betr. Bogenteil wirkenden Mittelkraft der äufseren Kräfte zusammen, wobei jede Mittelkraft dem Kräfteplan unmittelbar zu entnehmen ist. Die Verbindung der Punkte s_1, s_2 . . ., die Stützlinie, fällt mit dem Mittelkrafteck annähernd zusammen.

Das zweckmäfsigste Gewölbe erhält man, wenn die Mittellinie des Bogens mit der Stützlinie zusammenfällt, weil sich hierbei der Druck gleichmäfsig über die einzelnen Querschnitte verteilt. Weicht also die gefundene Stützlinie erheblich von der Bogenmitte ab, so ist das Verfahren zu wiederholen und eine günstigere Gewölbeform zu bestimmen.

3. Die Stützlinie und die Spannkräfte im gleichmäfsig belasteten Gewölbe

werden wie in 2. ermittelt, nur mit dem Unterschiede, dafs die volle Verkehrslast p für $^1/_2 p$ eingesetzt wird.

4. Ermittlung der Stützlinie und der Spannkräfte im einseitig belasteten Gewölbe.

Ist die Verkehrslast p verhältnismäfsig klein, so pflegt man als ungünstigste Belastung die in Abb. 164 S. 182 dargestellte anzusehen. Die Stützlinie schneidet dann die Kämpferfugen und die Scheitelfuge in Punkten a, b, c, deren Abstände (in m) von der Mittellinie des Gewölbes bestimmt sind durch die Gleichungen (vgl. die Bezeichnungen S. 178):

$$e = \frac{5}{16}\,\frac{d_0^2}{h_1} \quad \text{für den Punkt } c \text{ (nach E. Winkler);} \qquad (221)$$

$$\left.\begin{aligned} e_1 &= \cos\varphi_0\left[2e + \frac{1}{8}\,\frac{p\,h_1}{z_1 + 0{,}14\,h_1}\right] \text{ für } a \\ e_2 &= \cos\varphi_0\left[2e - \frac{1}{8}\,\frac{p\,h_1}{z_1 + 0{,}14\,h_1}\right] \text{ für } b \end{aligned}\right\} \text{(nach H. Müller-Breslau).} \qquad (222)$$

Ergibt sich für c_2 ein negativer Wert, so liegt Punkt b der Stützlinie oberhalb der Gewölbemittellinie.

Zur Ermittlung der Stützlinie verbinde man die Streifengewichte (in t) 1, 2, 3, . . . 8 durch ein Seileck I′II′III′ . . . IX′ (Abb. 164), für das im Krafteck (Abb. 165) der Pol O' beliebig gewählt werden darf, bringe die Senkrechten durch a, b, c in a', b', c' mit diesem Seileck zum Schnitt und ziehe $O'L$ parallel $c'a'$, $O'R$ parallel $c'b'$, hierauf LO parallel ca und RO parallel cb. Dann ist O der Pol des Kräfteplanes für die gesuchte Stützlinie I II III . . . IX.

Abb. 164.

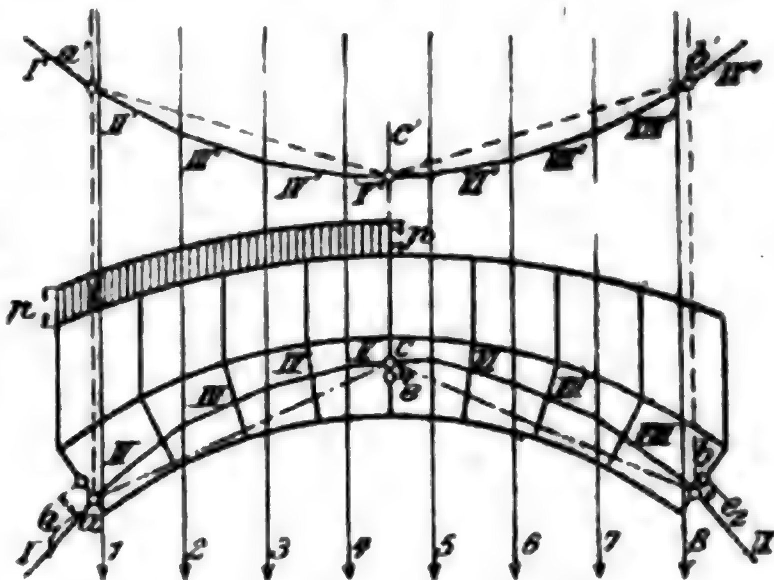


Abb. 165.

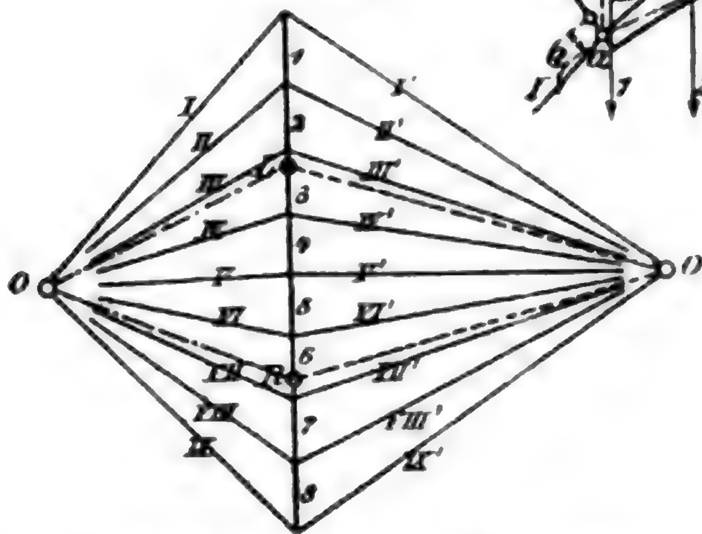
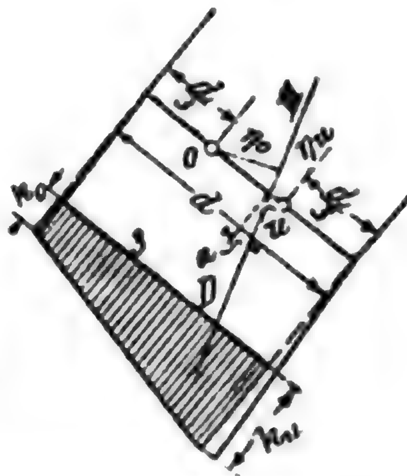


Abb. 166.



5. Bestimmung der Kantenpressung im Gewölbe.

Gesucht seien z. B. die Pressungen in Fuge 3 (Abb. 166). Der Druck D auf diese Fuge ist durch den mit dem Kräftemafsstab zu messenden Strahl III (in t) gegeben; die Lote von den Kernpunkten o und u auf die Eckseite III seien η_o bzw. η_u in m. Dann sind, wenn d die Fugenlänge in m ist, die Kantenpressungen in t/qm

$$k_o = \frac{6\,D\,\eta_u}{d^2} \quad \text{und} \quad k_u = \frac{6\,D\,\eta_o}{d^2} \quad . \quad . \quad . \quad (223)$$

Schneidet III die Fuge aufserhalb des Kernes (d. h. aufserhalb des mittleren Fugendrittels), so findet man unter Vernachlässigung der entstehenden Zugspannungen die gröfste Druckspannung in t/qm

$$k = \frac{2\,D \cos\alpha}{3\,\xi} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (224)$$

worin ξ (in m) den Abstand des Angriffspunktes des Druckes D von der am stärksten gepreſsten Kante und α den Winkel bedeutet, den D mit der Senkrechten zur Fuge einschlieſst.

Der Winkel α muſs überall kleiner sein als der Reibungswinkel der Ruhe für Mauerwerk auf Mauerwerk (I. Bd. Mechanik starrer Körper. Reibung), also $\operatorname{tg}\alpha \overline{\gtrless} \mu_0$, worin im Mittel $\mu_0 = 0{,}7$. Am besten ist $\alpha = 0$, d. h. die Stützlinie treffe die Fuge winkelrecht.

6. Berechnung der Stützlinie (Abb. 167 u. 168).

Man belastet einen einfachen Balken AB von der Stützweite der Bogenmittellinie mit $P_1, P_2 \ldots$ und faſst die Fläche ACB als Momentenfläche für diese äuſseren Kräfte auf. Dann berechnet man die Auflagerdrücke A und B für den einfachen Balken, hierauf die Biegungsmomente $M_1, M_2 \ldots$ und erhält aus

Abb. 167.

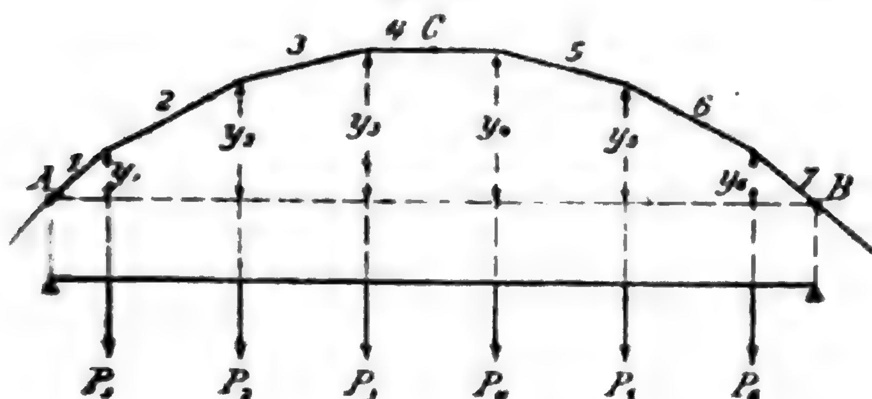
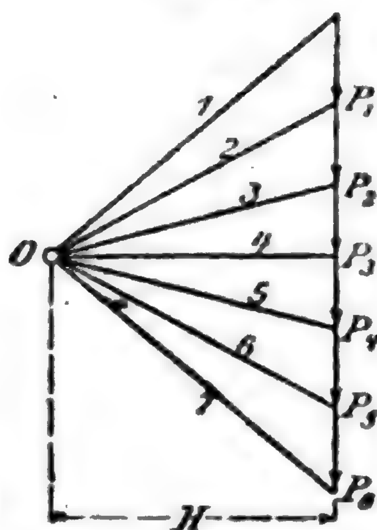


Abb. 168.



$$M_1 = H y_1, \quad M_2 = H y_2, \ldots$$

die Werte:

$$y_1 = \frac{M_1}{H}, \quad y_2 = \frac{M_2}{H} \ldots .$$

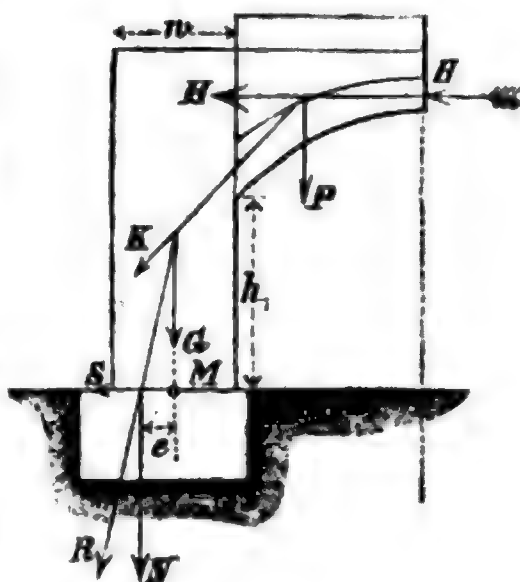
wo: $H = \dfrac{M_c}{f}$ den Horizontalschub, M_c das Moment in der Mitte und f die Pfeilhöhe der Bogenmittellinie bedeutet, also

$$y_m = \frac{M_m}{H} = \frac{M_m}{M_c} f, \qquad (225)$$

d. h. die Stützlinie ist die Umkehrung der Kettenlinie.

C. Widerlager der Gewölbe.

Abb. 169.



Bedeutet (Abb. 169) in kg/m der Gewölbetiefe:

K den vom Gewölbe auf das Widerlager ausgeübten Druck,

G das Gewicht des unbelasteten Widerlagers,

R die Mittelkraft aus K und G,

und zerlegt man R in N (winkelrecht zur Fuge SM) und in S (parallel zur Fuge SM), so mufs sein $S \leqq 0{,}7\,N$.

Bezeichnet e den Abstand des Angriffspunktes des Druckes R von dem Mittelpunkt M der Fuge SM in m, so ist die gröfste Druckspannung k des Mauerwerks (vgl. I. Bd., Abschn. Festigkeitslehre)

$$\left.\begin{array}{ll} \text{wenn } e < \dfrac{w}{6} \text{ ist, } \ldots & k = \dfrac{N}{w}\left(1 + \dfrac{6\,e}{w}\right) \text{ kg/qm,} \\[2ex] \text{wenn } e > \dfrac{w}{6} \text{ ist, } \ldots & k = \dfrac{2\,N}{3\,(0{,}5\,w - e)} \text{ kg/qm.} \end{array}\right\} \qquad (226)$$

Dabei ist die Belastung des Gewölbes mafsgebend, unter der die Werte N und e die Druckspannung k zu einem Maximum machen. In der Regel tritt dies ein, wenn etwa $^1/_4$ der Stützweite l des Gewölbes, u. zw. der dem Widerlager zugekehrte Teil, unbelastet ist. — Für die Gröfse der Fundamentsohle ist die zulässige Belastung des Baugrundes bestimmend (S. 60).

Soll der auf den Rücken des Widerlagers wirkende Erddruck berücksichtigt werden, so tritt an die Stelle von K die Mittelkraft aus K und dem Erddruck E (der nach S. 167 u. f. zu bestimmen ist).

---

3. ABSCHNITT.

Grundbau.

A. Baugrund.

I. Tragfähigkeit des Baugrundes.

In der folgenden Tafel ist die zulässige Grenzbelastung bei senkrechtem Druck auf verschiedenen Baugrund angegeben, wobei feste Lagerung in frostfreier Tiefe und ausreichende Mächtigkeit der Schichten vorausgesetzt ist.*)

		Zulässige Belastung in kg/qcm	Bemerkungen
1.	Harter Fels, Urgestein .	20 bis 50	Die obere Grenze der Belastung ist meist durch die Festigkeit des Fundamentmauerwerks bedingt.
2.	Weiches Gestein (Tuffstein, Trachyt, weicher Sandstein)	7 „ 25	
3.	Fest gelagerter Kies . .	5 „ 8	Zu interpolieren für Gründungstiefen von 2 bis 6 m, b. gröfserer Tiefe vgl. S. 186.
4.	„ „ scharfer Sand	4 „ 7	
5.	Feiner Sand, trocken, fest gelagert	3 „ 5	
	Feiner Sand, nafs, Triebsand	0 „ 3	An der Oberfläche unsicher wegen Unterspülungsgefahr, mit zunehmender Gründungstiefe besser.
6.	Fester Mergel	3 „ 5	
7.	Trockener, sandiger Ton, Lehm	3 „ 4	
8.	Nasser Ton und Lehm .	0,5 „ 2	Je nach Wassergehalt.
9.	Mutterboden	0,5	Schlechter Baugrund.
10.	Schlamm, Torf, Moor .	0	„ „

*) Die einzelnen Bauverwaltungen bezw. Baupolizeibehörden haben besondere Bestimmungen über die Gröfse der zulässigen Bodenpressung und machen ein Ueberschreiten derselben in besonderen Fällen von Probebelastungen abhängig.

Die Mächtigkeit der tragenden Schicht mufs so grofs sein, dafs der unter etwa 60 bis 75° gegen die Wagerechte sich verteilende Druck des Fundamentes die zulässige Belastung des darunter liegenden schlechteren Baugrundes nicht überschreitet (Abb. 1).

Die vorstehenden Belastungsgrenzwerte gelten nur für senkrechten Druck und wagerechte Grundfläche des Fundamentes. Ist die Mittelkraft R der Auflasten gegen die Senkrechte geneigt, so ist die wagerechte Seitenkraft H'', die den Reibungswinkel ϱ übersteigt (Abb. 2), durch den Erddruck oder besondere Verankerung aufzunehmen.

Der zulässige Reibungswinkel beträgt für Mauerwerk auf
trockenem Ton, Kies und scharfem Sand etwa 30°,
nassem Ton, Lehm und Schwimmsand „ 10°.

Abb. 1.

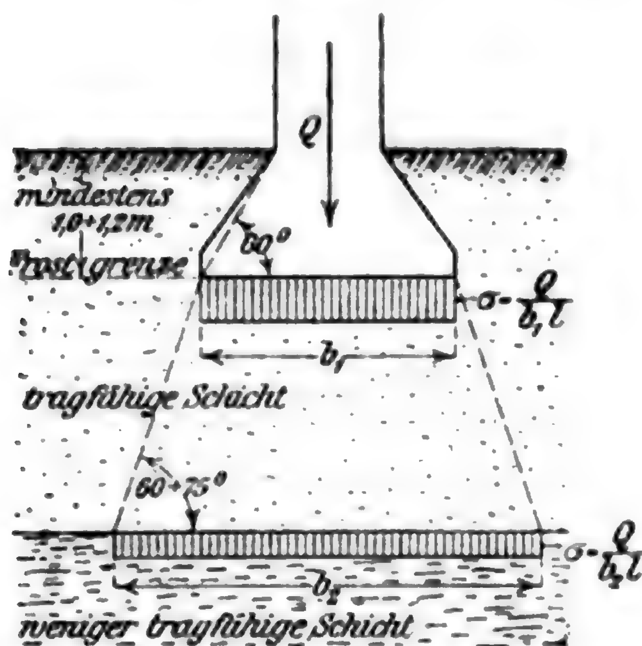
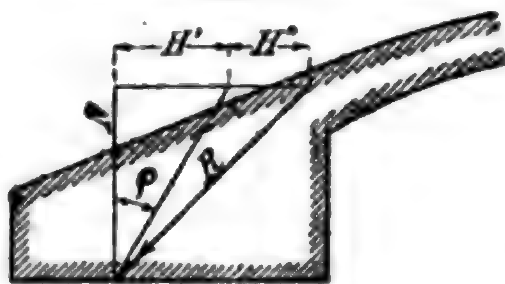


Abb. 2.



Der Erddruck ist als aktiver Erddruck in Rechnung zu setzen, wenn selbst geringfügige Verschiebungen des Widerlagers unzulässig sind, z. B. bei eingespannten Brücken, sonst kann mit dem passiven Erddruck gerechnet werden. Jedoch mufs die Art des Bauwerkes ein späteres Abgraben der Erdhinterfüllung ausschliefsen.

Um an Mauerwerk zu sparen, kann man bei schräg gerichteter Schlufskraft R (z. B. bei Brückenwiderlagern) die Fundamentgrundfläche geneigt anordnen. Diese Neigung darf jedoch im allgemeinen einen Winkel von 25° gegen die Wagerechte nicht überschreiten, weil bei steilerer Neigung eine Auflockerung des Bodens während der Arbeit zu befürchten ist.

Die **Tragfähigkeit** des Baugrundes **wächst mit der Tiefe.**

In der Tiefe t beträgt sie allgemein

$$\sigma_t = \sigma_0 + f(\gamma_e \cdot t) + R\frac{U}{F}$$

oder vereinfacht

$$\sigma_t = \sigma_0 + \gamma_e \cdot t + R\frac{U}{F} \quad \ldots \quad (1)$$

t in m; σ und σ_0 in t/qm; γ_e in t/cbm; R in t/qm; U und F in qm.

σ_0 = zulässige Bodenpressung an der Oberfläche;

$f(\gamma_e \cdot t)$ ist die sich als Funktion der über der Fundamentsohle liegenden Bodenlast $\gamma_e \cdot t$ ergebende Zunahme der Tragfähigkeit in der Tiefe t unter der Oberfläche $> 1\,\gamma_e \cdot t$;

$R\frac{U}{F}$ ist die Reibungskraft R am Umfange U eines prismatischen Fundamentkörpers, auf die Grundfläche F bezogen, die durch die Setzbewegung ausgelöst wird.

Der Wert $\gamma_e . t$ ist immer, auch bei den schlechtesten Bodenarten, wirksam. Er stellt gewissermafsen das Schwimmvermögen des Fundamentes dar. Infolgedessen kann selbst im Moor und Schlamm ein hohles Fundament, dessen Gewicht kleiner ist als der verdrängte Boden, tragfähig sein (S. 221, Schwimmkastengründung). Die Tragfähigkeit solcher Fundamente läfst sich genau berechnen.

Bei Sand und Kies wächst die Grenzbelastung für 1 qcm eines Fundamentes mit der Gröfse desselben. Das gilt aber nur für nicht plastische Bodenarten, also nicht für nassen Lehm usw.

Die Reibungskraft R auf eine senkrechte Wand kann bei grofsen Fundamenten in beschränkter Tiefe aus der Formel

$$R = \mu . E = \mu . \frac{1}{2} \gamma_e . t^2 . \mathrm{tg}^2 \left(45^0 - \frac{\varrho}{2}\right) \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

berechnet werden, worin μ die Reibungszahl zwischen Mauerwerk und Erdreich und der Erddruck $E = \frac{1}{2} \gamma_e . t^2 . \mathrm{tg}^2 \left(45^0 - \frac{\varrho}{2}\right)$ (S. 173).

μ schwankt zwischen 0,2 für Schlamm und nassen Ton und 0,4 für Sand und ist auch von der Rauhigkeit des Fundamentes abhängig. (Versuchswerte vgl. Brennecke, Grundbau, 3. Aufl. S. 123.)

Bei Pfeilern und pfahlähnlichen Fundamenten von kleinem Querschnitt ist bei gröfserer Tiefe Formel (2) nicht verwendbar, vielmehr ist die Reibungskraft von gewisser Tiefe ab annähernd unveränderlich.

In diesen Fällen gibt die nachstehende Tafel Versuchswerte für ein mittleres R in einer Tiefe von 5 bis 14 m. Von 0 bis 5 m kann R von 0 bis zum Grenzwerte gleichmäfsig wachsend angenommen werden.

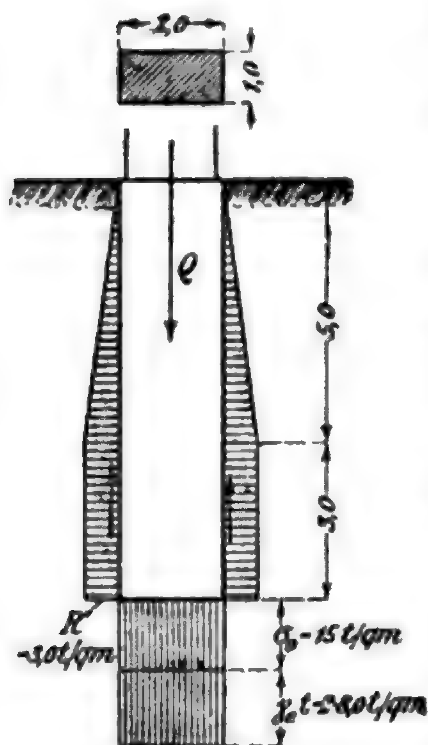
Bezeichnung	Mittl. Reib.-Widerstand R t/qm
Sand und Kies auf roh bearbeitetem Holz	3,0
„ „ „ „ Gufseisen	1,5
„ „ „ „ Eisenblech mit Nieten	2,5
„ „ „ „ rauhem Mauerwerk .	3,0
„ „ „ „ Beton, ungeputzt . .	2,5
„ „ „ „ glattem Zementputz .	1,5
Ton und Lehm auf roh bearbeitetem Holz	2,0
„ „ „ „ Gufseisen	1,2
„ „ „ „ Eisenblech mit Nieten	1,5
„ „ „ „ rauhem Mauerwerk .	2,5
„ „ „ „ Beton, ungeputzt . .	1,5
„ „ „ „ glattem Zementputz .	1,2

Beispiel: Ein gemauerter Pfeiler von nebenstehenden Abmessungen (Abb. 3), 8 m tief in nassem, feinem Sand von $\sigma_0 = 1{,}5$ kg/qcm $= 15$ t/qm und $\gamma = 2{,}0$ t/cbm, $R = 3{,}0$ t/qm

$$\sigma_t = \sigma_0 + \gamma_e \cdot t + R_{0-5} \cdot \frac{U_{0-5}}{F} + R_{5-8} \cdot \frac{U_{5-8}}{F}$$

$$= 15 + 2{,}0 \,.\, 8 + \frac{0+3{,}0}{2} \cdot \frac{6\,.\,5}{2} + 3{,}0 \cdot \frac{6\,.\,3}{2} = 80{,}5 \text{ t/qm} = 8{,}05 \text{ kg/qcm}.$$

Abb. 3.



Hieraus ist zu erkennen, wie grofs namentlich der Einflufs der Reibung am Umfange ist.

Die Tafeln für R = Reibung auf dem Umfange setzen senkrechte Wände voraus. Bei unten verbreiterten Fundamenten, z. B. nach Abb. 1 (S. 186), ist die Reibung geringer. Genaue Untersuchungen hierüber fehlen zur Zeit noch. Bei unten spitz zulaufenden Fundamenten (z. B. Sternpfählen, S. 209) ist die Reibung gröfser, woraus sich ergibt, dafs kegelförmige oben stärker werdende Pfähle tragfähiger sein können als zylindrische oder prismatische von gleichem mittleren Querschnitt.

II. Bodenuntersuchungen.

Flüchtige Untersuchung mit Sondiereisen (2 bis 4 m lange Eisenstange). Genaue Untersuchung für geringe Tiefen durch Aufgraben. Bei gröfseren Tiefen und Grundwasserandrang wird dieses Verfahren zu teuer. Dann empfehlen sich Bohrungen mit Brunnenbohrgerät. Man wähle den Durchmesser des kleinsten Bohrrohres nicht unter 10 cm, besser 15 cm. Falls für die Gründung Grundwassersenkung in Betracht zu ziehen ist, wählt man die Rohrweite nicht unter 20 cm Durchm., um das Bohrloch später als Filterbrunnen benutzen zu können.

III. Herstellen der Baugrube.

Wenn möglich und solange es noch wirtschaftlich ist, schachtet man mit Böschung ohne Absteifung aus, um eine von Stützen und Steifen freie Baugrube zu erhalten. Bei langen schmalen Baugruben, z. B. Rohrgräben ohne Grundwasserandrang, genügt einfacher Verbau mit wagerecht verlegten Bohlen von etwa 7 cm Stärke (Abb. 4). Die Berufsgenossenschaften bzw. Baupolizeiverwaltungen geben bestimmte Vorschriften über Stärke und Art des Verbaues. Um Stützen zu sparen, die die Baugrube beengen und unübersichtlich machen, rammt man bei breiteren Baugruben (mehr als 4 bis 6 m) vor dem Ausschachten I-Träger, zwischen die bei fortschreitender Abgrabung Bohlenstücke mit Keilen eingesetzt werden (Abb. 5). Beispiel: Bau der Berliner Untergrundbahn.

Ist **Grundwasser** vorhanden, so verwendet man bei geringer Tiefe, 1 bis 1,25 m, Stülpwände, bestehend aus zwei Lagen unten ange-

schärfter Bohlenstücke von 1,5 bis 2 m Länge, die sich gegenseitig überdecken (Abb. 6) oder keilförmig gespundet sind (Abb. 7). Bei kleinen tiefen Baugruben, wo die Aufstellung einer Ramme nicht lohnt

Abb. 4.

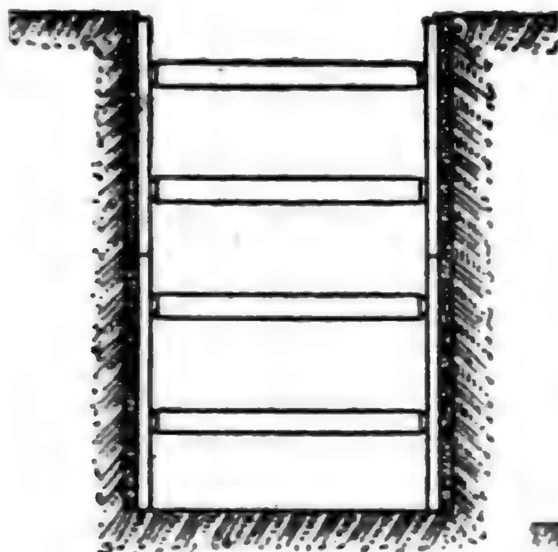


Abb. 5.

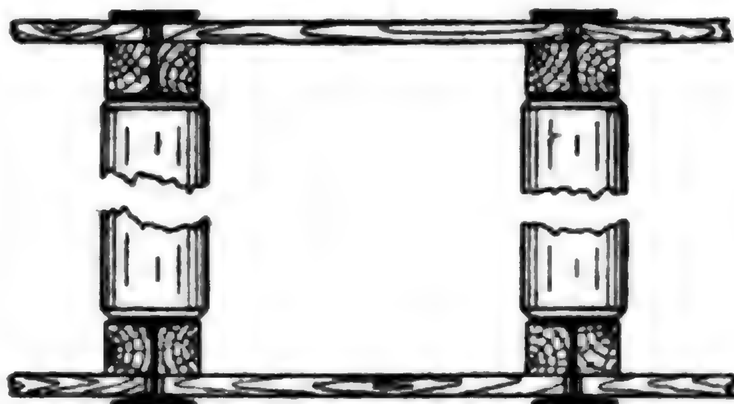


Abb. 6.

Abb. 7.

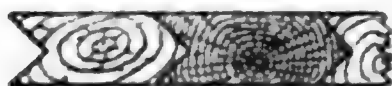


Abb. 9.

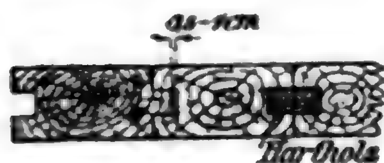
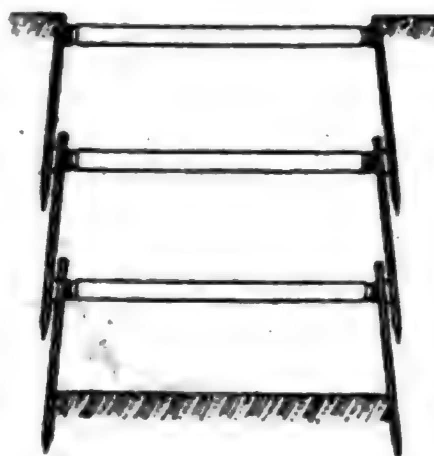


Abb. 8.



oder zu umständlich ist, verwendet man den im Bergbau üblichen Verbau (Abb. 8).

Spundwände.

Bei gröfseren Baugruben verwendet man Spundwände, meist hölzerne, in neuerer Zeit auch eiserne. Wenn die Spundwand später ein tragender Bestandteil des Fundamentes bleibt, so gelangen auch Eisenbetonspundwände zur Verwendung.

Hölzerne Spundwände meist mit quadratischer Spundung (Abb. 9), bei geringen Stärken (bis 8 cm) besser Keilspundung (Abb. 7), um das Absprengen der Wangen an der Nut zu erschweren.

Um nicht übermäfsig viel Holzverlust durch Spundung zu erleiden, macht man bei starken Spundwänden ($>$ 15 cm) die Feder und Nut meist nur 4 bis 5 cm tief, während man bei geringerer Wandstärke die Nuttiefe und -breite bei rechteckiger Spundung $= \frac{d}{3}$ wählt. Auch werden besondere Hartholzfedern eingesetzt.

Eiserne Spundwände haben gegenüber hölzernen folgende Vorzüge:

1. Sie lassen sich auch in sehr schwerem und steinigem Boden rammen, wo hölzerne Wände zersplittern oder undicht werden.

2. Das Rammen geht schneller, die Erschütterungen sind geringer (wichtig in bebautem Gelände).

3. Sie lassen sich öfter verwenden. Letzteres ist bei Holzwänden selten möglich, da Feder und Nut leicht absplittern.

Bei kleinen Abmessungen und geringen Beanspruchungen ist die Holzwand billiger, bei grofsen Längen, starken Beanspruchungen und hohen Holzpreisen ist die Eisenwand wirtschaftlicher.

Abb. 10.

Von der grofsen Zahl von Eisenspundwandausführungen sind folgende die bemerkenswertesten:

Abb. 10 aus genieteten Profilen. Vorteil: überall erhältlich, aber geringes Widerstandsmoment und schwerer zu rammen als die folgenden Walzprofile.

System Larssen (Abb. 11 u. 12).

Profil	Gewicht für 1 qm in kg	Widerstandsmoment bezogen auf die gemeinschaftliche Schwerachse in cm³	Widerstandsmoment bezogen auf die Schwerachse der Einzeleisen in cm³
I	107,5	524	166,7
II	154	1093	421,6
III	197	1741	532,5
IV	250,5	2473	760,5

Die Berechnung des Widerstandsmomentes nach der gemeinschaftlichen Achse ist theoretisch nicht richtig, da die zwei zu einer Welle gehörenden Spundeisen in der Führungsnut keine feste Verbindung miteinanderhaben. Theoretisch richtig wäre die Berechnung von W nach den Einzelachsen. Indessen ist die Reibung zwischen zwei zueinander gehörenden Eisen in der Nut so grofs, dafs zweifellos ein Teil der Schubspannungen in der neutralen Achse aufgenommen werden kann, so dafs die von Larssen eingeführte Berechnung des Widerstandsmomentes einige Berechtigung hat. Das Profil wird gewalzt und vertrieben von der Deutsch-Luxemburgischen Bergwerks- und Hütten-Akt.-Ges., Dortmund.

Abb. 12. Eckverbindungen einer Spundwand Syst. Larssen.

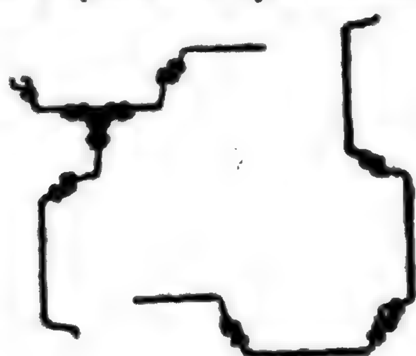
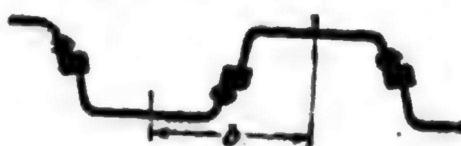


Abb. 11. System Larssen.



System Ransome von Philipp Deutsch & Co., Berlin (Abb. 13 u. 14).

Profil	Gewicht für 1 qm in kg	Widerstandsmoment für 1 lfd. m in cm³
D	136	335
E	174	803

Eisenspundwand „Bauart Lamp“ (Wessels & Wilhelmi, Ingenieurbureau, Hamburg) (Abb. 15).

Es bedeutet:

g = Gewicht der Spundwandeisen in kg/lfd. m,
G = Gewicht der Spundwand in kg/qm,
W = Widerstandsmoment der Spundwand in cm³/lfd. m.

Profil	Abmessungen in mm				g	G	W
	b	h	t	d	kg/m	kg/qm	cm³/m
I	400	125	8	7	39,9	99,7	500
II	350	152	10	8	45,4	129,8	822
III	400	225	15	10,5	74,8	187,1	1705
IV	430	320	18	12	104,4	243,0	3115

Für kleine Tiefen (bis zu 4 m) und geringe Beanspruchungen kommt ferner noch das von der Maschinenfabrik Magdeburg-Buckau hergestellte Spundwandblech Bauart Lang (Abb. 16) in Betracht, das billig ist und schnell geschlagen werden kann. Es wird beim Her-

Abb. 13. Ransome-Spundwand.

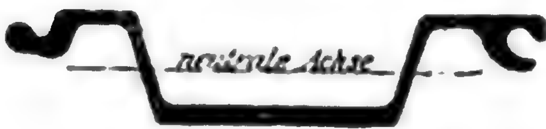


Abb. 14. Eckverbindungen der Ransome-Spundwand.

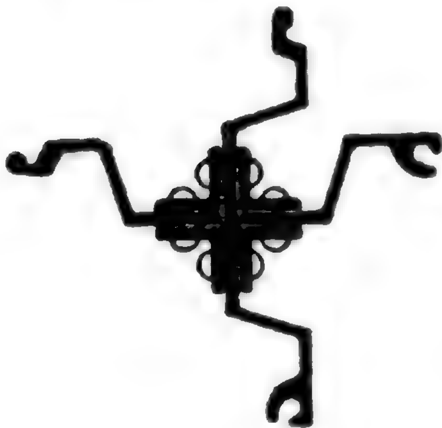


Abb. 15. Bauart Lamp.

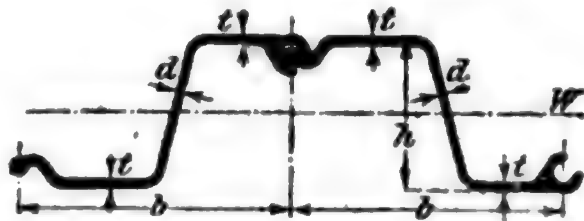
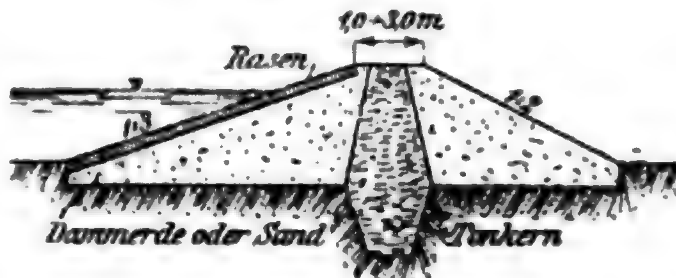


Abb. 16. System Lang.

Abb. 17.



stellen von Rohrgräben, Kanalisationen, im Grundwasser vielfach verwendet.

Der **Abschluß der Baugrube gegen offenes Wasser** erfolgt durch Erddämme, Spundwände oder Fangedämme.

1. **Erddämme,** am besten aus sandigem Lehm (Dammerde) oder aus einem Kern von fettem Boden (Lehm, Ton, Klei) und beiderseitiger Böschung aus sandigem Boden (Abb. 17). Böschung wasserseitig mindestens 2 bis 3füſsig, luftseitig 2füſsig, bei Daueranlagen noch flacher. Kronenbreite $^1/_2$ bis $^1/_3$ h, selten über 3 m. Böschungssicherung wasserseitig am besten durch Kopfrasen oder Steinbewurf. Es ist auf guten Anschluſs des Dammes an eine undurchlässige Bodenschicht zu achten, da sonst Unterspülungsgefahr vorliegt. Die Dammgrundfläche ist von Mutterboden und Pflanzenwuchs vorher sauber zu reinigen.

2. Ueber **Spundwände** vgl. S. 189 ff. Man verwendet sie ohne Erdanschüttung bis zu Wassertiefen von etwa 5 m. Die Dichtung erfolgt

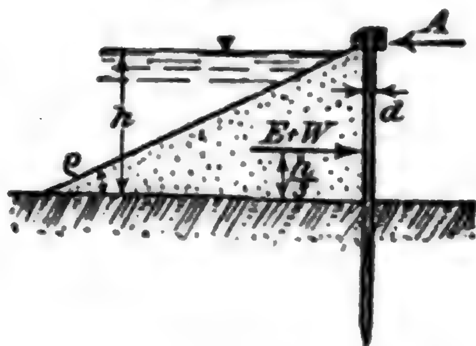
beim Auspumpen durch Verstemmen mit geteertem Werg (Kalfatern) oder durch ein von aufsen vorgelegtes Segeltuch.

3. **Fangedämme.** Bei geringer Wassertiefe Stülp- oder Spundwände mit Erdanschüttung, einfache Fangedämme (Abb. 18).

Berechnung einfacher Fangedämme.

$$E = \frac{1}{2}\gamma_e' \cdot h^2 \cdot \sin\left(45^0 - \frac{\varrho}{2}\right) \cdot \cos\left(45^0 - \frac{\varrho}{2}\right); \qquad W = \frac{1}{2}\gamma_w \cdot h^2.$$

Abb. 18.



Setzt man das spez. Gewicht des angeschütteten Bodens im Wasser zu $\gamma_e' = 1$ t/cbm und das des Wassers $\gamma_w = 1$ t/cbm, $\varrho = 25^0$, so ist

$$E + W = \frac{3}{4}h^2; \quad h \text{ in m,}$$

E und W in t.

Der Stützdruck A ist $\frac{E+W}{3} = \frac{h^2}{4}$ in t; dann ergibt sich $M_{max} = \frac{1}{7,8}h \cdot (E + W) = 0,096\, h^3$ in mt.

Der gefährliche Querschnitt befindet sich in $x = \frac{h}{\sqrt{3}} = 0,578\, h$ von A entfernt.

Bei Verwendung hölzerner Spundwände mit $\sigma_b = 100$ kg/qcm ergibt sich hieraus die erforderliche Holzstärke zu $d = 2,4\sqrt{h^3}$, worin h in m eingesetzt d in cm ergibt.

Kastenfangedämme.

Bei starkem Wellenschlag, heftigen Strömungen und Wassertiefen $> 1,5$ m: Kastenfangedämme, 2 parallele Pfahl- oder Spundwände, die durch Zuganker (hochkant gestellte Flacheisen, oben Holzzangen) verbunden sind. Rammtiefe der Fangedammpfähle und -spundwände etwa gleich Wassertiefe. Bei grofsen Wassertiefen auch drei Wände, von denen dann die innerste nur halb so hoch gemacht und durch Zangen und Streben gegen die mittlere abgesteift wird.

Abb. 19.

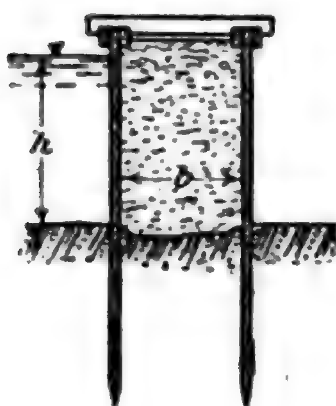
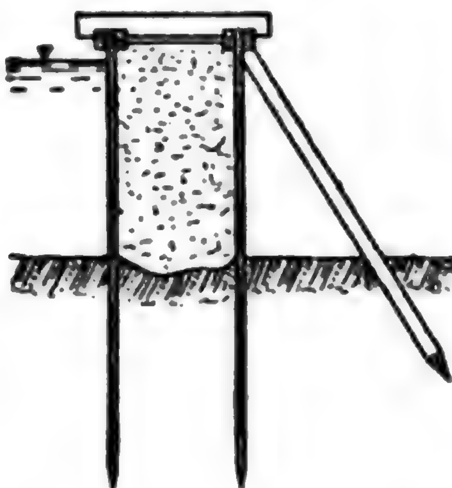


Abb. 20.



Man unterscheidet freistehende Fangedämme (Abb. 19) ohne rückwärtige Abstützung und abgestützte Fangedämme (Abb. 20). Im ersteren Falle wähle man die Breite b nicht unter $\frac{2}{3}h$.

Eine Berechnung ist nur sehr angenähert durchführbar, da der Wassergehalt des Füllbodens wesentlichen Einflufs hat. Ist der Füllboden stark durchweicht, so mufs die innere Spundwand eines abgesteiften Fangedammes ebenso stark genommen werden wie die des einfachen Fangedammes: $d = 2{,}4 \sqrt{h^3}$. Für hölzerne Spundwände gelten Erfahrungswerte. Man wählt bei mittelschwerem Boden d in cm $= 0{,}02\, l + 2$ cm; d (in cm) = Stärke; l (in m) = Länge der Spundwand. Im übrigen ist man bei kleinen Bauten auf marktgängige Stärken angewiesen. Solche sind: 10, 12, 15, 18, 20 cm.

Da die Spundwände der Fangedämme in der Regel später wieder gezogen werden, so empfiehlt sich hier besonders die Verwendung eiserner Spundwände, weil diese meist dichter schliefsen, leichter zu rammen und wieder zu ziehen sind als hölzerne und öfter wieder verwendet werden können. Manchmal empfiehlt es sich, den Fangedamm als Teil des Fundamentes zu benutzen. In diesem Falle betoniert man den Kasten unter Wasser aus.

IV. Trockenlegung der Baugrube.

1. Offene Wasserhaltung.

Das Dränge- oder Quellwasser wird in einem Pumpensumpf gesammelt und herausgepumpt. Die Anwendung offener Wasserhaltung setzt in der Regel eine Umschliefsung der Baugrube durch Spundwände voraus. Der Pumpensumpf wird möglichst aufserhalb des Fundamentes in einem besonderen Spundwandkasten untergebracht. Um das Wasser nach dem Pumpensumpf zu leiten, müssen nötigenfalls unter der Sohle des Fundamentes Rohr- oder Schotterdrainagen angelegt werden, eine namentlich im Sielbau viel angewendete Bauweise. Hierdurch können jedoch schädliche Unterspülungen eintreten, weshalb diese Bauweise namentlich bei plattenartigen Fundamenten zu vermeiden ist, weil sie leicht zu Rissebildungen führt. Ist es in solchen Fällen nicht möglich, das Grundwasser zu senken, so bringe man die Betonsohle unter Wasser ein.

In durchlässigem wasserführenden Boden empfiehlt sich die offene Wasserhaltung auch darum nicht, weil das aufquellende Grundwasser den Boden lockert und zu späterem Setzen Anlafs gibt.

Somit empfiehlt sich also **offene** Wasserhaltung nur, wenn die Bausohle aus **undurchlässigen** und **festen Schichten**, Fels, Ton, Mergel, von genügender Mächtigkeit besteht, oder wenn man mit den umschliefsenden Spundwänden die undurchlässige Schicht erreicht; in der weitaus gröfseren Zahl von Fällen ist die Grundwassersenkung vorzuziehen.

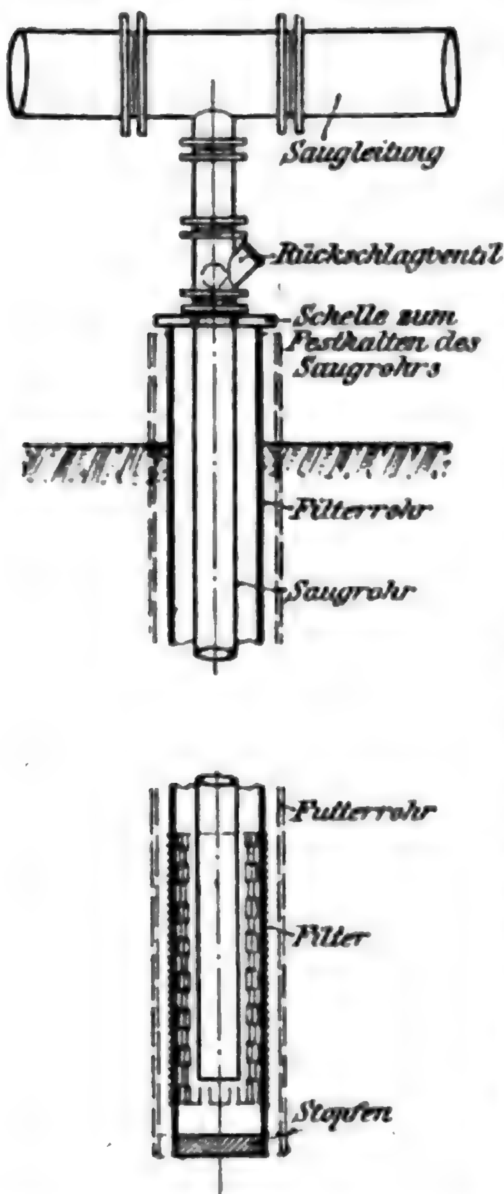
Einzelne Quellen werden in Standrohren gefafst, die mit eingemauert und später mit Zementmörtel ausgegossen werden. Während des Hochmauerns zieht man das Wasser aus dem Standrohre durch einen Anschlufs an die Pumpensaugleitung ab oder hebert es durch einen Gummischlauch nach dem Pumpensumpf.

2. Absenkung des Grundwasserspiegels.

Man erzielt hierdurch eine grofse Vereinfachung der Arbeitsweise gegenüber offener Wasserhaltung. Ihre Hauptvorteile sind aufser der Vermeidung der oben beregten Nachteile folgende:

1. Die Gründungsarbeiten können gewissenhafter ausgeführt werden. Ein Ausspülen des Zementes aus dem Beton der untersten Lagen ist ausgeschlossen. Hierdurch ist namentlich die Verwendung von Eisenbeton für die auf Biegung beanspruchten Sohlen wasserdichter Räume erleichtert.

Abb. 21.



2. Man kann meistens die teure Spundwandumschliefsung sparen und entweder in offener Baugrube arbeiten oder mit einfachem Verbau auskommen. Der Verbau läfst sich leicht wiedergewinnen.

Ein glänzendes Beispiel einer Grundwassersenkung auf etwa 20 m Tiefe ist der Bau der neuen Schleusen am Kaiser-Wilhelm-Kanal bei Holtenau. Das ganze Bauwerk wurde vollkommen im Trockenen ausgeführt, nachdem das Grundwasser in 3 Stufen abgesenkt war.

Zur Grundwassersenkung werden in der Regel Filterbrunnen verwendet (Abb. 21). Ueber Ausführung dieser Brunnen vgl. Abschn. Wasserversorgung dieses Bandes.

Vor der Ausführung der Brunnen empfiehlt sich eine gründliche Untersuchung der Bodenschichtungen. Es lassen sich hierdurch manchmal viel Kosten und Zeit sparen, indem man die Zahl der Brunnen auf das Notwendige beschränkt. Um Aufschlufs über die Bodenschichtungen zu erhalten, bohrt man, wenn andere Anhaltspunkte fehlen, erst eine Anzahl Versuchsbrunnen in gröfseren Abständen, die sich je nach der Gleichförmigkeit und Regelmäfsigkeit der Schichtungen ergeben. Zweckmäfsig legt man diese Brunnen bereits so, dafs sie nachträglich mit an das Netz angeschlossen werden können. Die Bohrergebnisse werden in Reihen geordnet aufgetragen und hierauf ein Schichtenplan ermittelt.

Werden innerhalb der Saugtiefe der Brunnen (6 bis 9 m) undurchlässige Schichten angetroffen, so ordnet man die Lage der noch zu bohrenden Brunnen so an, dafs man möglichst den Grundwasserzuflufs abschneidet. Hierdurch kann man oft mit wenig Brunnen grofse Gebiete trockenlegen.

Werden innerhalb der Saugtiefe der Brunnen nirgends undurchlässige Schichten angetroffen, so ist man gezwungen, die ganze Bausohle in regelmäfsigen Abständen mit Brunnen zu besetzen. Die Entfernung der Brunnen voneinander richtet sich hierbei danach,

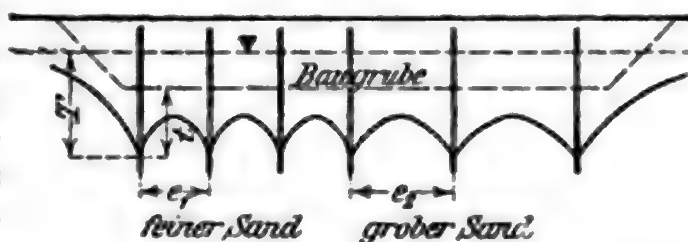
wie tief die Brunnen den Wasserspiegel unter die Bausohle senken können, und nach der Durchlässigkeit der wasserführenden Schicht.

Die Saugtiefe einer guten Kreiselpumpe beträgt 6 bis 8,5 m, bei den seltener verwendeten Ventilpumpen bis 9 m. Hiernach läfst sich unter Berücksichtigung der Saughöhenverluste in der Saugleitung die Saugtiefe der Brunnen angenähert ermitteln. Damit der Scheitel der Grundwassersenkungskurve (Abb. 22) an keiner Stelle die Bausohle erreicht, bemesse man die Brunnenentfernung

bei Triebsand und unreinem Sand zu $e = 1{,}5$ bis $2{,}0\ t$,
„ feinem, aber scharfem Sand „ $e = 2{,}0$ „ $2{,}5\ t$,
„ grobem Sand und Kies „ $e = 2{,}5$ „ $3{,}0\ t$,

worin t Tiefe des Wasserstandes in den Brunnen unter Baugrubensohle ist. Die Ergiebigkeit der Brunnen ist je nach der Bodenart und den Schichtungsverhältnissen aufserordentlich verschieden. Es lassen sich Annäherungswerte überhaupt nur angeben für den in Abb. 22 dargestellten Fall, dafs die Filter ganz in wasserführendem Sand stehen und dafs der Grundwasservorrat unerschöpflich ist, d. h. dafs die wasserführende Schicht grofse Mächtigkeit hat bezw. aus einem offenen Gewässer gespeist wird.

Abb. 22.



In diesem Falle beträgt die Ergiebigkeit eines richtig angelegten Brunnens von 150 bis 250 mm Filterdurchmesser

im Schwimmsand und ganz feinen reinen Sand	0,1 bis 0,2 $\sqrt{T^3}$ in l/sk,
„ feinen scharfen Sand	0,3 „ 0,5 $\sqrt{T^3}$ „ „
„ scharfen groben Sand, Kies	0,8 „ 1,5 $\sqrt{T^3}$ „ „

wenn T in m die abgesenkte Tiefe im Brunnen bedeutet (Abb. 22). Sind viele Brunnen auf einem Gelände vereinigt, so vermindert sich die Ergiebigkeit der einzelnen Brunnen, namentlich der inneren Brunnen. In stark wechselnden, teils undurchlässigen Bodenschichten kann nur durch Auspumpen von Probebrunnen ein zuverlässiger Schlufs auf die Ergiebigkeit der Brunnen und auf die hiernach zu bemessende Leistungsfähigkeit der Pumpen gezogen werden.

Die richtige Bemessung der Pumpengröfse ist namentlich bei den meist gebräuchlichen Kreiselpumpen von grofser Bedeutung für das Gelingen und betriebssichere Arbeiten der Anlage. Wird die Pumpe zu klein bemessen, so gelingt es nicht, den Wasserspiegel auf die erforderliche Tiefe zu senken, während bei einer zu grofsen Pumpe der Wasserfaden leicht abreifst und die Betriebssicherheit leidet. Im allgemeinen wird namentlich in wechselnden, teilweise undurchlässigen Bodenschichten die Pumpe zu grofs bemessen, was bei Kreiselpumpen mehr noch einen Fehler bedeutet als die Wahl einer zu kleinen Pumpe, die man durch Erhöhung der Umdrehungszahl leichter anpassen kann. Bei sehr geringer Ergiebigkeit der Brunnen und auch dann, wenn ein baldiges Versiegen des Grundwasserzuflusses zu erwarten ist, sind Ventilpumpen den Kreiselpumpen vorzuziehen, weil

diese Pumpen tiefer absaugen und nach einer Unterbrechung der Pumparbeit ohne weiteres selbst wieder ansaugen. Weiteres 8. Abschn. dieses Bandes, Baumaschinen.

Als Antriebskraft empfiehlt sich am besten Elektrizität, weil sie sich leicht dem Kraftbedarf anpafst und am betriebssichersten ist. Die Motorstärke wähle man nicht zu gering, namentlich nicht bei Kreiselpumpen, man gebe zur theoretisch ermittelten Motorkraft:

$$N = \frac{Q \cdot h}{\eta \cdot 75}$$

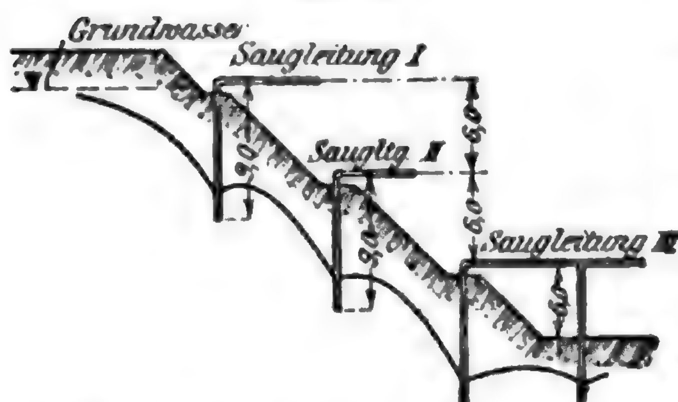
N = Leistung in PS,
Q = Wassermenge in l/sk,
h = Hubhöhe = Saug- + Druckhöhe + Rohrwiderstand in m,
η = Wirkungsgrad der Pumpe $\sim$ 0,6

noch einen reichlichen Zuschlag.

Die Brunnen müssen alle so tief gebohrt sein, dafs kein Brunnen abreifsen, d. h. Luft saugen kann, also bei Kreiselpumpen mindestens 8 bis 8,5 m unter Pumpenachse. Das Filter soll mindestens 0,5 m tiefer sein als das Saugrohr.

Liegt die Bausohle mehr als 6 bis 7 m unter dem Grundwasserspiegel, so müssen Tiefpumpen benutzt werden, z. B. Mammutpumpen oder die Tiefbrunnenpumpe der Siemens-Schuckertwerke (8. Abschnitt dieses Bandes, Baumaschinen), oder aber es mufs stufenweise abgesenkt werden, indem im Schutze einer oberen Saugleitung eine um 5 bis 7 m tiefer liegende zweite Brunnenreihe an eine besondere Saugleitung angeschlossen wird usw., wenn erforderlich eine dritte, vierte (Abb. 23). Durch die unterste Saugleitung werden häufig die obersten Brunnen trockengelegt, doch dürfen diese dann keineswegs entfernt werden, damit im Falle einer Betriebsstörung nicht die ganze Baugrube unter Wasser gesetzt wird.

Abb. 23.



Die Saugleitungen müssen zur Verhütung von Luftsäcken nach der Pumpe hin etwas ansteigen, 1 : 200 genügt. Sie werden am einfachsten unmittelbar über den Brunnen verlegt unter Vermeidung besonderer Krümmer. Schieber sind nur so viel einzubauen, als unbedingt erforderlich sind, z. B. zum Drosseln einzelner Brunnen oder Zweigleitungen, die nicht tief genug gebohrt sind oder zu wenig Wasser geben. Auf jeden Fall ist hinter der Pumpe ein Hauptschieber einzubauen.

Die Saugleitung wird aus eisernen Flanschenrohren mit Pappdichtung oder Muffenrohren mit einem Dichtungsring aus Paragummi hergestellt. Die Wassergeschwindigkeit soll möglichst gleichmäfsig sein und ungefähr 1 m/sk betragen. Hiernach ist der Rohrdurchmesser zu bestimmen.

B. Die wichtigsten Gründungsarten.

I. Allgemeines.

Wahl der Gründungsart.

Die folgende Tafel gibt einen Anhalt, welche Gründungsarten bei verschiedenen Wasser- und Bodenverhältnissen in Betracht kommen.

	A. Boden in der Oberfläche fest	B. Guter Baugrund in geringer Tiefe	C. Guter Baugrund nicht erreichbar	Bemerkungen
I. [Tr]ockener [Ba]ugrund	Unmittelbares Aufmauern	1. Aufgraben bis zum festen Boden und unmittelbares Aufmauern 2. Einzelne Pfeiler aus Beton oder Mauerwerk mit verbindenden Gewölben oder Eisenbetonbalken 3. Senkbrunnen 4. Eisenbetonpfähle	1. Eisenbetonplatte 2. Betongrundpfähle, z. B. System Straufs, Compressol, Simplex 3. Fertig gerammte Eisenbetonpfähle	Kein Holz verwenden. Pfeiler aus Beton oder Mauerwerk empfehlen sich, wenn der tragfähige Grund 2 bis 4 m unter der Bauwerksohle liegt. Bei grofser Tiefe bis 14 m Pfähle oder Senkbrunnen, bei Tiefen über 14 m schwebende Gründung durch Betongrundpfähle oder Platte.
II. Grund[w]asser vor[h]anden	Unmittelbares Aufmauern unter Grundwassersenkung oder offener Wasserhaltung mit Spundwandumschliefsung der Baugrube	1. Wie II. A. 2. Senkbrunnen 3. Eisenbetonpfähle 4. Holzpfähle mit Eisenbetonbalken 5. Holzpfähle mit aufgesetzten Eisenbetonpfeilern 6. Druckluftgründung	1. Sandschüttung zur Verdrängung des schlechten Grundes und hierauf Eisenbetonplatte oder Betongrundpfähle 2. Schwimmende Gründung mit Eisenbeton 3. Betongrundpfähle	Holzverwendung nur unter dem niedrigsten Grundwasserspiegel. Wegen zementzerstörender Wässer vgl. S. 224.
III. [O]ffenes Wasser	1. Spundwand oder Fangedamm und Betonieren unter Wasser oder mit Wasserhaltung 2. Senkbrunnen 3. Rohrpfeiler 4. Holz- oder Eisenbetonpfahlrammung 5. Eiserne Pfähle 6. Druckluftgründung 7. Senkkasten 8. Steinschüttung	1. Baggern bis auf den festen Boden, dann wie III. A. 1. 2. Senkbrunnen 3. Rohrpfeiler 4. Eisenbetonpfähle 5. Eiserne Pfähle 6. Holzpfähle 7. Holzpfähle mit Senkkasten 8. Ausbaggern, dann Senkkastengründung 9. Druckluftgründung	1. Steinschüttung 2. Sandschüttung und darauf gerammte Pfähle oder Senkkasten 3. Schwimmende Gründung	Bei Seebauten kein Holz verwenden, wenn Bohrwurm vorhanden. In strömendem Wasser Sicherung der anschliefsenden Sohle durch Steinschüttung, Sinkstücke usw.

Die Entscheidung, welche von den in Betracht kommenden Gründungsarten im einzelnen Falle die zweckmäfsigste ist, richtet sich aufser nach den Kosten danach,

1. welches Mafs von Sicherheit und Beständigkeit der Gründung das Bauwerk erfordert und

2. wieviel Zeit und welches Gerät zur Verfügung steht, ferner danach, ob Rücksicht auf benachbarte Grundstücke zu nehmen ist. In bebautem Gebiete sind vielfach Rammgründungen wegen der Erschütterung der benachbarten Baulichkeiten ausgeschlossen. Grundwassersenkungen können Brunnen und Quellen in der Nachbarschaft zum Versiegen bringen sowie Setzen schlecht gegründeter Gebäude hervorrufen. Das Ausheben tiefer Baugruben (beim Bau von Kanalisationen sehr zu beachten) oder ebenso hohe Aufschüttungen können bei elastischen Bodenarten (weichem Lehm, Moor) Setzungen, Neigungen oder Verdrückungen bestehender flachgegründeter Bauwerke herbeiführen.

II. Die verschiedenen Gründungsarten.

Nach der Art der Uebertragung der Belastung auf den Grund unterscheidet man:

1. Flächengründungen,
2. Reibungs- oder schwebende Gründungen,
3. Schwimmende Gründungen.

Im allgemeinen wendet man Flächengründungen an, wenn der gute Baugrund in geringer Tiefe erreichbar ist, von etwa 5 bis 15 m Tiefe schwebende und Flächengründung, bei mehr als 15 m Tiefe meist schwebende oder schwimmende Gründung.

1. Fundamentverbreiterungen.

Die Grundfläche des Fundamentes mufs so grofs bemessen werden, dafs nirgends die zulässige Bodenpressung überschritten wird. Ueber die Ermittlung der Bodenpressungen vgl. Abschn. Statik, S. 167 ff.

Untersuchung der Ausladung auf Abscheren und Biegen.

Gefährlicher Querschnitt x—x (Abb. 25).

$$\text{Querkraft: } Q_x = k \cdot 1 \cdot b = \tau_b \cdot 1 \cdot h, \quad \ldots \quad (1)$$

$$\text{Moment: } M_x = k \cdot 1 \cdot \frac{b^2}{2} = \frac{\sigma_b \cdot 1 \cdot h^2}{6}, \quad \ldots \quad (2)$$

worin k = Bodendruck,
τ_b = Scherspannung im Betonmauerwerk,
σ_b = Zugbeanspruchung im Betonmauerwerk.

Setzt man $\sigma_b = 3$ kg/qcm und k ebenfalls $= 3$ kg/qcm, so ergibt sich

$$\frac{b}{h} = \sqrt{\frac{1}{3}} = \text{ctg } 60^0 = \text{rd. } 0{,}6.$$

In der Regel stellt sich eine Eisenbetonplatte billiger als ein Stampfbetonfundament, obgleich die Eisenbewehrung ein besseres Mischungsverhältnis des Betons (mindestens 1 : 5) verlangt, während Grobbeton-

fundamente in der Regel nur 1 : 8 bis 1 : 10 gemischt werden. Die Ersparnis liegt nicht nur in dem geringeren Beton- und Schalungsverbrauch, sondern namentlich auch in der verminderten Ausschachtung, besonders wenn mit der tieferen Baugrube noch andere Schwierigkeiten, wie Grundwasserandrang, Absteifungen, Unterfangung angrenzender Fundamente, verbunden sind. Für Vergleichskostenrechnungen kann man für 1 cbm Eisenbeton 50 kg Eiseneinlagen annehmen.

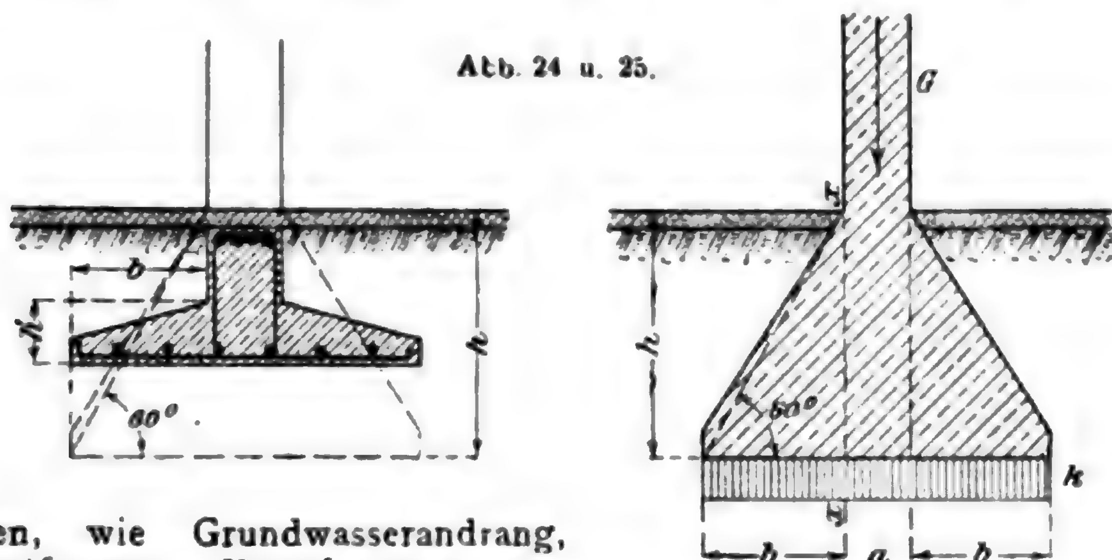


Abb. 24 u. 25.

Die Stärke der Eisenbetonplatte betrage $h' = \frac{1}{2}$ bis $\frac{1}{3}\, b$ (Abb. 24).

Bei wenig gutem Baugrund bzw. starker Belastung werden die Fundamentverbreiterungen so grofs, dafs die Fundamente der einzelnen Mauern oder Pfeiler einander teilweise überschneiden. Dann empfiehlt sich die Ausführung einer über das ganze Bauwerk bzw. einzelne Bauwerkteile ausgedehnten Platte aus Eisenbeton.

2. Platte aus Eisenbeton und umgekehrte Gewölbe.

Die Platte hat gegenüber einzelnen Fundamenten den Vorzug, dafs sich das ganze Gebäude gleichmäfsig setzt, dafs also Risse im Hochbau mit Sicherheit vermieden werden. Mit der gröfseren Grundfläche wächst zugleich die Tragfähigkeit für die Flächeneinheit (S. 187). Als wesentlicher Vorteil der Plattengründung kommt häufig auch eine kürzere Herstellungszeit gegenüber Tiefgründungen in Betracht.

Seit der Einführung des Eisenbetons hat die Eisenbetonplatte die früher gebräuchlichen umgekehrten Gewölbe fast völlig verdrängt, da die Eisenbetonplatte bei geringeren Massen gröfsere Sicherheit gegen Risse bietet als das nicht bewehrte umgekehrte Gewölbe.

Sind Unterspülungen durch Quellen oder starken Grundwasserstrom zu befürchten, so empfiehlt es sich, eine mit der Platte gut in Verbund gebrachte Spundwand um sie herumzuschlagen. Das gleiche gilt, wenn in geringer Tiefe unter der tragenden Schicht sich wenig tragfähige plastische Bodenschichten, wie Schlamm, weicher Lehm oder Moor, befinden, die sich bei Aufgrabungen in der Nachbarschaft (z. B. bei Sielbauten) leicht verdrücken können.

Hauptsächlich findet die Platte bei Gründung auf aufgeschüttetem Boden Anwendung.

Die Ausführungsformen der Platte sind:

1. die ebene Platte,
2. die Rippenplatte mit oberen Rippen (Abb. 27),
3. die Rippenplatte mit unteren Rippen (Abb. 26).

1. ist gegen 2. und 3. wenig wirtschaftlich, daher nur bei kleinen Fundamenten zweckmäfsig.

Die Rippenplatte mit unteren Rippen bietet den Vorteil, dafs die Platte gleich als Fufsboden benutzt werden kann. Dennoch verdient meist die Platte mit oberen Rippen den Vorzug. Man spart den Erdaushub für die Rippen, kann sauberer arbeiten, wenn die Baugrube ganz glatt ist, und vermeidet die beim Aushub der Rippengräben leicht eintretenden Auflockerungen des Bodens. Die Platte mit obenliegenden Rippen ist auch vielfach deshalb billiger, weil man die Kellermauern häufig gleich als Rippen bzw. die Hohlräume als Keller benutzen kann. Statisch besonders vorteilhaft kann es sein, die Kellerdecke mit den Rippen in feste Verbindung zu bringen, um die Rippen oben gut auszusteifen und ihnen genügend Druckquerschnitt zu verleihen.

Abb. 26.

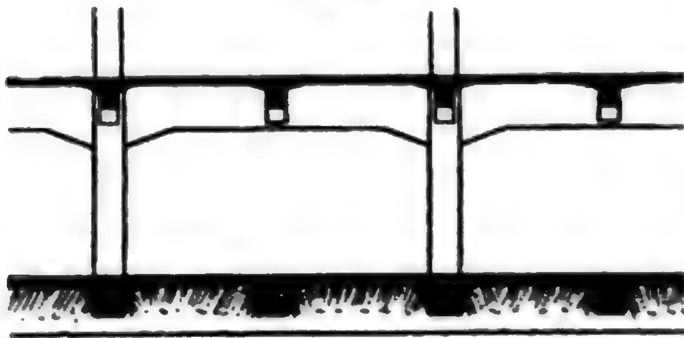
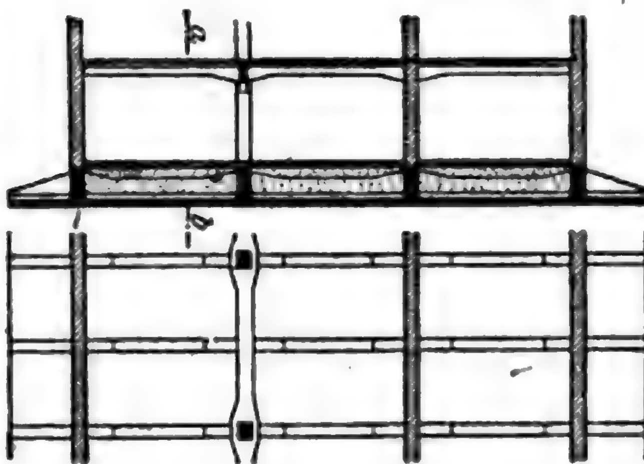


Abb. 27.



In Verbindung mit der Eisenbetonplatte werden auch Grobbeton- oder Eisenbetonkappen und umgekehrte Kuppeln in geeigneten Fällen vorteilhaft verwendet, doch ist hierbei die Aufnahme der wagerechten Schubkräfte zu beachten.

Bei der Berechnung der Platten sind zwei Fälle zu unterscheiden:

1. Der Ueberbau der Platte ist in sich vollkommen biegungssteif in lotrechter Ebene,

2. Der Ueberbau kann keine Biegungskräfte in lotrechter Ebene aufnehmen.

Fall 1 ist z. B. zutreffend bei Silobauten mit hohen durchgehenden Eisenbetonwänden, die genügend ausgesteift sind, ferner in beschränktem Mafse bei Eisenbetonfachwerkbauten. Fall 2 mufs in der Regel bei den üblichen Mauerwerkbauten zugrunde gelegt werden, wenngleich eine gewisse lotrechte Steifigkeit natürlich immer vorhanden ist. Der erste Fall ist für die Berechnung der Platte erheblich günstiger, weil die einzelnen Pfeiler und Mauerlastpunkte zugleich als Widerlagerpunkte gegen die von unten wirkende gleichmäfsige Erd-

belastung angenommen werden können. In diesem Falle vereinfacht sich also die Berechnung der Platte auf den Fall einer umgekehrten durchlaufenden Massivdecke und wird in der gleichen Weise wie bei Hochbauten (vgl. 5. Abschn. Hochbau, IV. Decken) durchgeführt. Bei gleichmäfsiger Belastung und Felderteilung können die auftretenden Biegungsmomente annähernd wie folgt angenommen werden:

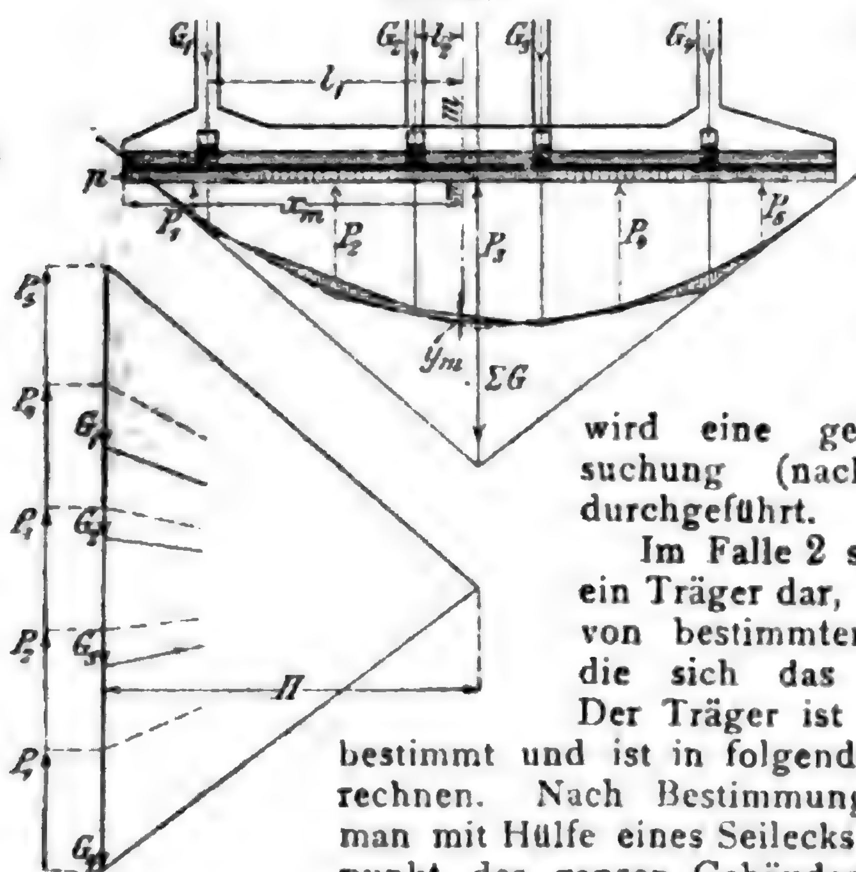
1. in der Feldmitte eines kreuzweise bewehrten quadratischen, allseitig eingespannten Deckenfeldes in jeder Richtung $M_1 = \frac{1}{32} q l^2$;

2. in der Feldmitte eines einfach bewehrten, beiderseitig eingespannten Balkens oder Deckenfeldes $M_2 = \frac{1}{24} q l^2$;

3. in der Feldmitte eines einseitig eingespannten Balkens oder Deckenfeldes $M_3 = \frac{1}{14} q l^2$;

4. in der Feldmitte eines frei aufliegenden, nicht eingespannten Balkens oder Deckenfeldes $M_4 = \frac{1}{8} q l^2$;

Abb. 28.



5. das Stützmoment eines durchlaufenden Balkens oder Deckenfeldes $M_5 = \frac{q l^2}{8}$.

Bei ungleichmäfsiger Belastung und ungleichen Deckenfeldern wird eine genaue statische Untersuchung (nach Clapeyron, S. 126) durchgeführt.

Im Falle 2 stellt sich die Platte als ein Träger dar, beiderseits beansprucht von bestimmten senkrechten Kräften, die sich das Gleichgewicht halten. Der Träger ist also äufserlich statisch bestimmt und ist in folgender Weise leicht zu berechnen. Nach Bestimmung der Lasten ermittelt man mit Hülfe eines Seilecks (Abb. 28) den Schwerpunkt des ganzen Gebäudes und sucht die Platte so anzuordnen, dafs der Lastenschwerpunkt mit dem Plattenschwerpunkt zusammenfällt. Hierdurch erhält man einen möglichst gleichmäfsig verteilten Bodendruck. Den Bodendruck zerlegt man in einzelne Teilkräfte p_1, p_2 usw. Die Summe der Teilkräfte p mufs gleich der Summe der Lasten G sein. Man zeichnet nun mit der gleichen Polweite wie für die Auflasten ein zweites Seileck und trägt es so auf das zuerst gezeichnete, das zu einer einbeschriebenen Parabel ausgerundet wird, auf, dafs sich die äufsersten Strahlen überdecken (Abb. 28). Der Ordinatenunterschied der beiden Seilecke ergibt dann, mit der Polweite multipliziert, in der bekannten Weise die Gröfse des Biegungsmomentes $M_1 = H \cdot y_m$.

In einfacher Weise erhält man durch Rechnung zur Nachprüfung

$$M_x = \frac{p \cdot x_m^2}{2} - (G_1 \cdot l_1 + G_2 \cdot l_2 + \ldots).$$

Ergeben sich zu grofse Biegungsmomente, so ändert man die Gröfse und Lage der Platte, bis sich beide Seilecke möglichst gut überdecken.

Trotzdem werden sich, wenn die Entfernung der Hauptlasten grofs ist, bedeutende Biegungsmomente nicht vermeiden lassen, so dafs die Ausführung zu teuer wird. In diesen Fällen ist die Anordnung einer einheitlichen Platte nicht empfehlenswert. Man trennt die Platte in einzelne Plattenstreifen, die unter sich durch dünne biegungsfähige Decken zur gröfseren Sicherheit verbunden werden können. Unter der dünnen Decke kann infolge der Durchbiegung kein wesentlicher Bodendruck entstehen. Eine Ausnahme bildet plastischer Boden, wie Schlamm, Moor und weicher Lehm. Hier ist der Bodendruck gleichmäfsig grofs $= \frac{\Sigma P}{F}$, so dafs also mit dem ungünstigsten Belastungsfalle gerechnet werden mufs.

Hieraus ergibt sich folgender Grundsatz für die Anwendung einer Plattengründung:

Bei schlechtem Baugrund ist die Anwendung einer Plattengründung zu empfehlen, wenn der tragfähige Grund in grofser Tiefe (mehr als 6 bis 8 m) liegt und die Auflast möglichst gut verteilt ist, ferner wenn das darüber zu errichtende Bauwerk in sich möglichst biegungssteif ausgebildet werden kann (z. B. Silos). Drängt sich die Belastung auf wenige weit auseinander liegende Punkte (mehr als 10 m) zusammen, so ist eine Tiefgründung vorzuziehen (z. B. Hallen).

3. Brunnen- und Rohrpfeilergründung.

Die Brunnen- und Rohrpfeilergründung stellen den Uebergang der Flächengründung zur schwebenden Gründung dar, insofern, als die Last nicht nur durch den unmittelbaren Bodendruck der Grundfläche des Fundamentes, sondern auch durch die Reibung des Erdreiches am Mantel des Pfeilers aufgenommen wird. Berechnung der Tragfähigkeit s. Pfeilergründung, S. 186 bis 188. Brunnen- und Rohrpfeilergründung unterscheiden sich in der Ausführungsweise.

a) Brunnengründung.

Ein hohler, oben und unten offener Körper von beliebiger Grundrifsform wird bis auf den tragfähigen Baugrund abgesenkt, indem die darüberliegenden nicht tragfähigen Schichten im Inneren des Brunnens entfernt werden. Der Brunnen wird alsdann mit Beton, Mauerwerk oder Steinen ausgefüllt.

Wo die Bewältigung des Wassers im Inneren des Brunnens möglich ist, so dafs die Entfernung des Bodens im Trockenen erfolgen kann, läfst sich diese Gründungsart bis zu den gröfsten Tiefen anwenden,

vorausgesetzt, dafs man die sehr bedeutenden Reibungskräfte beim Versenken überwinden kann.

Ist Grundwasser vorhanden, so sind leistungsfähige Pumpen und Werkzeuge, nötigenfalls Tauchergerät, bereitzuhalten, um Hindernisse, wie Wurzeln, Steine, alte Fundamente, zu beseitigen. Bei unklaren Bodenverhältnissen soll die Brunnengründung nur von erfahrenen Leuten ausgeführt werden, da sonst häufige Arbeitsunterbrechungen, hohe Kosten und auch gänzliches Mifslingen zu erwarten sind.

Die Verwendung von Vertikalbaggern zum Ausheben des Bodens empfiehlt sich nur in gleichmäßigem leichten Boden, wie Schlamm oder Schwimmsand, sonst ist Auspumpen und Ausgraben von Hand vorzuziehen. In letzterem Falle mufs der Brunnen, damit ein Mann neben dem Windewerk zum Heben des Bodens arbeiten kann, im Lichten mindestens 1,5 m Durchmesser haben.

Brunnen aus Mauerwerk.

Als Unterlage für die gemauerten Brunnen dienen **Brunnenschlinge** oder **-kränze** aus Holz, meistens Eisen. Des besseren Absenkens wegen erhalten die Kränze Dreieckform im Querschnitt, hölzerne

Abb. 29.

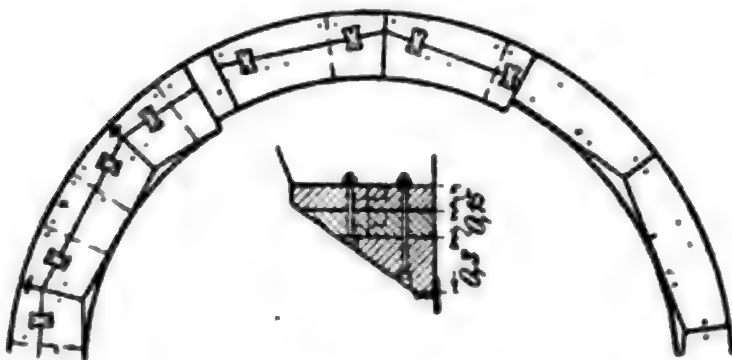


Abb. 30.

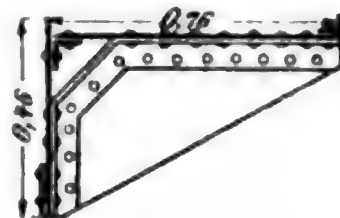


Abb. 31.

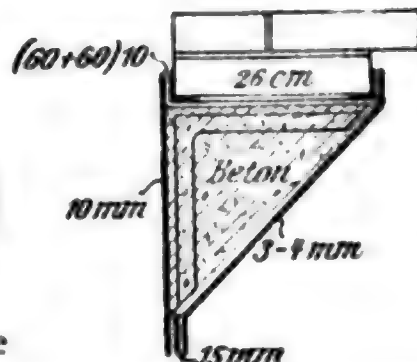
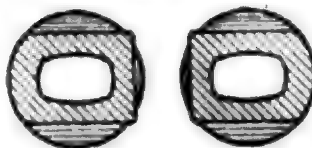


Abb. 32.



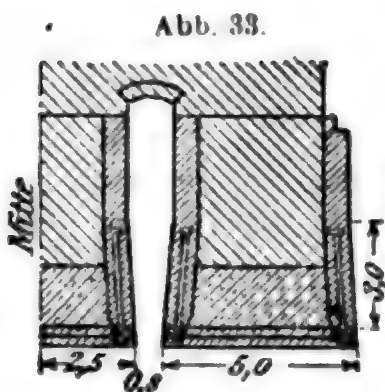
Kränze aufserdem häufig eine besondere Schneide aus Eisen (Abb. 29). Eiserne Kränze werden meist aus Flufseisenblech und -winkeln, seltener aus Gufseisen hergestellt. Gebräuchliche Querschnitte Abb. 30 u. 31.

Die beste **Grundrifsform** für ein bequemes und gleichmäfsiges Senken des Brunnens ist der Kreis, weil solche Brunnen im Verhältnis zur Grundfläche die geringste Mantel-, also Reibungsfläche besitzen und sich am gleichmäfsigsten senken, wenn das Baggergerät in der Mitte arbeitet. Kreisrunde Brunnen drehen sich jedoch häufig etwas beim Senken. Wo das mit Rücksicht auf einen oben eckig geformten Teil des Brunnens vermieden werden mufs, empfiehlt es sich, die kreisrunde Form frühzeitig in eine dem aufgehenden Mauerwerk angepafste überzuführen, um die senkrechte Führung zu sichern (Abb. 32).

Die Gestalt des Bauwerkes macht es häufig wünschenswert, von der Kreisform abzuweichen. So werden vielfach aus Kreisen oder Rechtecken zusammengesetzte Formen angewendet. Die Entscheidung, ob

man ein zusammenhängendes enggeschlossenes oder ein aus einzelnen alleinstehenden runden Brunnen gebildetes Fundament wählt, richtet sich in erster Linie nach dem Baugrund und den zulässigen Bodenpressungen. In der Regel bildet man das Fundament aus mehreren kleineren Brunnen, die oben durch Ueberkragen oder durch zwischengeschlagene Bogen zu einem gemeinsamen Fundament vereinigt werden (Abb. 33). Hat man die Wahl zwischen einer gröfseren Zahl kleiner oder einer geringeren Zahl gröfserer Brunnen, so ist die letztere Anordnung vorzuziehen.

Abb. 33.



Ein einheitliches Fundament bietet den Vorteil, dafs sich das fertige Bauwerk gleichmäfsiger setzt, doch mufs das Versenken vorsichtiger ausgeführt werden als bei mehreren runden Brunnen, damit bei grofsen zusammengesetzten Brunnen infolge ungleichmäfsigen Ausgrabens bzw. Baggerns nicht Risse im Brunnen entstehen. Auch ist ein solches Fundament meist teurer, weil es mehr Mauermasse enthält.

Man wähle daher einen grofsen einheitlichen Brunnen:

1. in ungleichmäfsig festen Erdarten;

2. wenn der Körper des aufgehenden Mauerwerkes aus irgendwelchen Gründen bereits unter Wasser zu einem Ganzen vereinigt werden soll.

Dagegen empfehlen sich mehrere runde Brunnen in den übrigen, also weitaus meisten Fällen, und zwar namentlich:

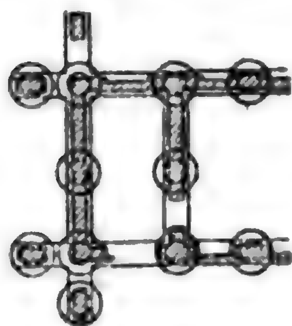
1. da, wo ein fester Baugrund unter weichen Erdarten liegt;

2. bei grofsen Wassertiefen, wenn von einem Gerüst aus gesenkt werden mufs;

3. für Bauwerke, die auf das Fundament einen schrägen Druck ausüben, weil man durch Auseinanderziehen der Brunnen die Standsicherheit erhöhen kann.

Im allgemeinen vermeide man es, den Brunnen recht- oder spitzwinklige Ecken zu geben, weil die Ecken hängenbleiben und dann viel Boden unter den Wänden von aufsen eindringt.

Abb. 34.



Bei Brunnen, die durch unmittelbares Ausgraben gesenkt werden können, treten diese Uebelstände nicht ein.

Wenn Brunnen zur Gründung von Hochbauten benutzt werden, so ordnet man sie zweckmäfsig unter Pfeilern und Ecken an (Abb. 34).

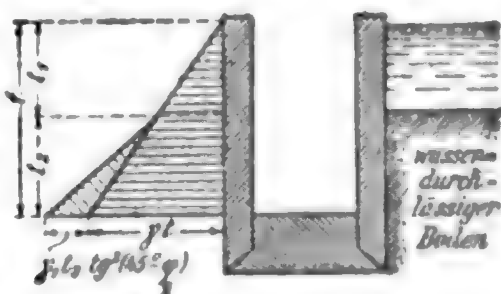
Da die Brunnen sich um so besser senken lassen, je schwerer sie sind, so mache man die **Brunnenwände** so stark, wie es die bequeme Ausführung der Baggerarbeiten bzw. die Arbeiten des Ausgrabens gestatten. In der Regel stellt sich das Ringmauerwerk nicht wesentlich teurer als das Füllmauerwerk. Um das Senken zu erleichtern, sind die Aufsenflächen durch Anbringen eines fetten Putzes oder wenigstens durch gutes Ausstreichen der Fugen möglichst glatt zu machen. Aus demselben Grunde zieht man die Wände nach oben hin ein, und zwar entweder, soweit sie in den Grund versenkt werden, gleichmäfsig oder

nur im unteren Teil (Abb. 33). Die letztere Anordnung ist weniger zu empfehlen als die erste, weil der senkrechte Teil des Mauerwerkes infolge der Bodenreibung abreifsen kann. Eine senkrechte Bewehrung ist aus diesem Grunde zu empfehlen.

Die Ausfüllung der Brunnen erfolgt durch Mauerwerk, Beton oder auch nur durch Steinbrocken, Kies und scharfen Sand. Das Einbringen des Betons auf die Brunnensohle mufs vielfach unter Wasser geschehen. Will man später auspumpen, so soll die Sohle mit Rücksicht auf den Auftrieb etwa $^1/_3$ der Höhe des Wasserdruckes in der Brunnensohle stark sein.

Eine **statische Untersuchung** namentlich kreisrunder Brunnen hinsichtlich der Wandstärke ist in der Regel überflüssig, da die Wandstärke, wie bereits oben gesagt, mit Rücksicht auf das erforderliche Gewicht beim Senken überreichlich stark bemessen wird. Die gröfsten Beanspruchungen der Wände treten ein, wenn die Brunnen leergepumpt sind.

Abb. 35.



Es bezeichne:

δ die Wandstärke in m,
r den inneren Halbmesser kreisrunder Brunnen,
k die zulässige Druckbeanspruchung des Mauerwerkes in t/qm,
t bzw. t_1 und t_2 die in Abb. 35 ersichtlichen Tiefen der untersuchten Zone unter Wasserspiegel bzw. Erdoberkante in m,
γ das Gewicht des Wassers = 1 t/cbm,
$\gamma_1 = \gamma$ das Gewicht von 1 cbm Boden unter Wasser,
ρ den natürlichen Böschungswinkel,
l bei geradseitigen Brunnen die gröfste Seitenlänge im Lichten des Brunnens, gemessen in m.

Die erforderliche Mindestwandstärke bei geradseitigen Brunnen ergibt sich, wenn man die Seitenwand als Balken auf zwei Stützen berechnet, zu

$$\delta = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{3\gamma}{k} \left[t + t_2 \operatorname{tg}^2 \left(45^0 - \frac{\rho}{2} \right) \right]}.$$

Für kreisrunde Brunnen ergibt sich nach der Laméschen Formel für Rohre mit äufserem Druck

$$\delta = r \left(-1 + \sqrt{\frac{k}{k - 2p}} \right),$$

worin p der gröfste äufsere Druck auf die Flächeneinheit gleich $\gamma t + \gamma t_2 \operatorname{tg}^2 \left(45^0 - \frac{\rho}{2} \right)$ ist.

Brunnen aus Eisenbeton

sind mit kreisrundem Grundrifs seltener ausgeführt worden, weil schon das zum Senken erforderliche Gewicht die Ausführung starker Wände zweckmäfsig macht, so dafs Eiseneinlagen zur Erzielung gröfserer Festigkeit nicht erforderlich sind. Bei Brunnen mit geraden Wänden hingegen ist die Anwendung von Eiseneinlagen zu empfehlen.*)

Eiserne Senkbrunnen.

Gufseiserne Brunnen werden in einzelnen Ringen hergestellt, die in den zusammengeschraubten Stöfsen durch Gummieinlagen, ge-

*) Näheres über Brunnen aus Eisenbeton Handb. f. Eisenbetonbau von F. v. Emperger, Bd. 3.

teerten Hanf oder Filz gedichtet werden. Gufseiserne Brunnen bekommen leicht Risse, wenn sie bedeutendem Temperaturwechsel ausgesetzt sind.

Brunnen aus Walzeisen werden aus Blechen hergestellt, die innen durch Walzprofile, meist L-Eisen, ausgesteift sind. Die Versenkung erfolgt wie bei gemauerten Brunnen durch Ausbaggern oder Ausgraben.

Eiserne Brunnen haben gegenüber gemauerten Brunnen den Vorzug gröfserer Leichtigkeit, infolge deren sie sich bequem fortschaffen und schnell zusammensetzen lassen, sowie gröfserer Widerstandsfähigkeit gegen Wellenschlag und Strömungen. Ihre Nachteile sind dagegen:

1. der hohe Preis des Baustoffes;
2. die Notwendigkeit einer grofsen Belastuug für die Versenkung;
3. die Zerstörbarkeit durch Rost, bei gufseisernen auch durch Temperaturwechsel.

Die Anwendung eiserner Brunnen ist daher selten und empfiehlt sich nur:

1. bei Seebauten, sowie da, wo der hohe Preis durch den Vorteil, den die Möglichkeit schnellster Ausführung bietet, überwogen wird;
2. für Bauausführungen, bei denen die Beschaffung von Ziegelsteinen Schwierigkeiten bereitet, also in entlegenen Gegenden, wo es an geeigneten Arbeitskräften zum Mauern fehlt. Aus diesem Grunde sind sie mehrfach von englischen Ingenieuren bei kolonialen Bauten (Indien, Australien) angewendet worden.

Das Gewicht flufseiserner Brunnen von runder Grundrifsform ergibt sich, wenn die Blechstärken nach der Laméschen Formel (S. 205) berechnet werden, bei Annahme wasserdurchlässigen Bodens, d. i. neben dem Erddruck voller Wasserdruck, zu

$$G = 0{,}012\, d\, t \left[1{,}125 + d\left(0{,}000125 \sqrt[3]{t} + \sqrt{\frac{k}{k - 0{,}001\, t}} - 1\right)\right],$$

worin

d = Durchmesser in cm,
t = Tiefe des Brunnens in cm,
k = zulässige Beanspruchung des Eisens auf Druck in kg/qcm.

Für gufseiserne Brunnen ergibt sich ebenso

$$G = 0{,}012\, d\, t \left[2{,}3 + d\left(0{,}00018 \sqrt[3]{t} + \sqrt{\frac{k}{k - 0{,}0014\, t}} - 1\right)\right].$$

Vgl. Brennecke, Grundbau, 3. Aufl. S. 327.

Hölzerne Senkbrunnen

(auch Senkkasten genannt) finden manchmal bei Hochbauten Verwendung. Sie bestehen aus senkrecht stehenden Bohlen von 5 bis 7 cm Stärke, die innen entsprechend ausgesteift werden. Um sie zu versenken, ist eine starke Beschwerung erforderlich. Die Grundrifsform ist beliebig, kreisförmig oder eckig.

Das Senken der Brunnen

auf dem Lande geschieht in der Weise, dafs man zunächst eine Baugrube bis zum Grundwasserspiegel herstellt, dann den Brunnenkranz

verlegt und mit der Aufmauerung beginnt. Daran schliefst sich das Ausgraben bzw. Ausbaggern. Bei Gründungen im Wasser von geringer Tiefe und Strömung schüttet man häufig erst eine kleine Sandinsel, auf der man den Kranz ohne eine Rüstung verlegen kann. Bei gröfserer Tiefe und starker Strömung ist man auf feststehende oder schwimmende Rüstungen angewiesen. Wenn möglich, werden feststehende Rüstungen angewendet. Schwimmende Rüstungen sind vorteilhaft bei sehr grofsen Wassertiefen und da, wo viele Brunnen zu senken sind. Im letzteren Falle kann man dann wesentlich an Zeit und Rüstungen sparen.

Der Brunnen wird am Kranze aufgehängt und mittels Flaschenzügen oder Schraubenspindeln nach vollzogener Aufmauerung zunächst bis zur Sohle gesenkt. Alsdann beginnt das Ausbaggern und allmähliche Weiterversenken.

Die Kosten einer Brunnengründung wachsen erheblich mit der Tiefe, weil mit wachsender Reibung die Belastung gesteigert werden mufs und infolge gröfseren Erddruckes mehr Boden unter der Schneide des Kranzes in den Brunnen dringt, dieser aufserdem höher gehoben werden mufs. Einen wesentlichen Einflufs aber haben schon verhältnismäfsig leichte Hindernisse auf Zeit und Kosten, während grofse Hindernisse die Absenkung ganz vereiteln können. Es ist daher eine allgemein brauchbare Formel für die Kosten einer Brunnengründung nicht zu gewinnen. Brennecke gibt im „Grundbau", 3. Aufl. die Kosten einiger ausgeführten Gründungen.*)

b. Rohrpfeilergründung.

Die Rohrpfeilergründung bildet den Uebergang der Brunnengründung zur Betongrundpfahlgründung.

Ein eisernes Mantelrohr von mindestens 1,50 m Durchm. (Arbeitsraum eines Mannes) wird brunnenartig bis zum guten Baugrund abgesenkt. Unter gleichzeitigem Ziehen des Rohres wird der Hohlraum ausbetoniert.

Diese Gründungsart ist also ganz ähnlich der Brunnengründung, nur mit dem Unterschiede, dafs das Brunnenrohr gezogen und wieder verwendet wird. Die Vorzüge gegenüber der eigentlichen Brunnengründung bestehen in einer Verbilligung, die dann eintritt, wenn eine grofse Zahl von Brunnen auszuführen sind, da die Unkosten der Beschaffung und Aufstellung des Apparates hoch sind. Aus letzterem Grunde ist die Verwendung dieser Gründung bisher selten. Ueber Ausführungsmöglichkeit und Zweckmäfsigkeit gilt das gleiche wie für die reine Brunnengründung.

Bei **Gründungen in offenem Wasser** ist die **Bauweise Müller** vielfach sehr vorteilhaft zu verwenden.

Nachdem in der oben beschriebenen Weise ein 0,5 bis 1,0 m starkes Betonfundament im Brunnenrohr fertiggestellt ist, wird ein am Lande nach Art der Eisenbetonpfähle hergestellter Eisenbetonpfeiler in das Rohr gesetzt, dessen Fufs alsdann noch weitere 1 bis 2 m einbetoniert wird (Abb. 36 S. 208). Alsdann wird das Rohr über den Pfeiler hochgezogen. Die über das Wasser ragenden Pfeilerköpfe werden

*) Ueber Kosten s. auch Osthoff-Scheck, Kostenberechnung für Ingenieurbauten.

durch eine Eisenbetonplatte in bekannter Weise miteinander verbunden.

Hierzu läfst man zweckmäfsig die Längsbewehrung der Pfeiler ein entsprechendes Mafs (0,7 bis 1,2 m) herausstehen. Man vermeidet hierdurch das bei Eisenbetonpfählen übliche Kappen des Kopfes, um die Eisen freizulegen.

Abb. 36.

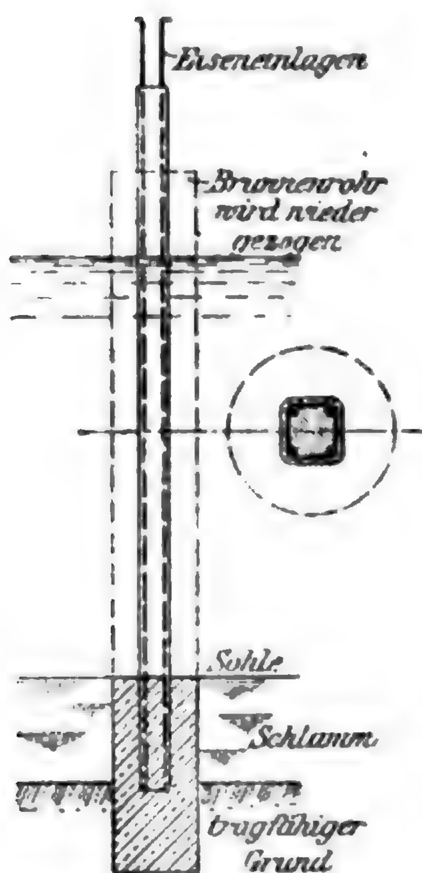
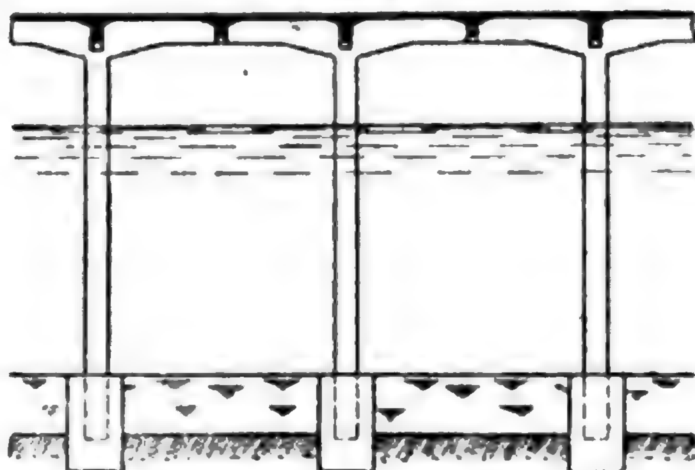
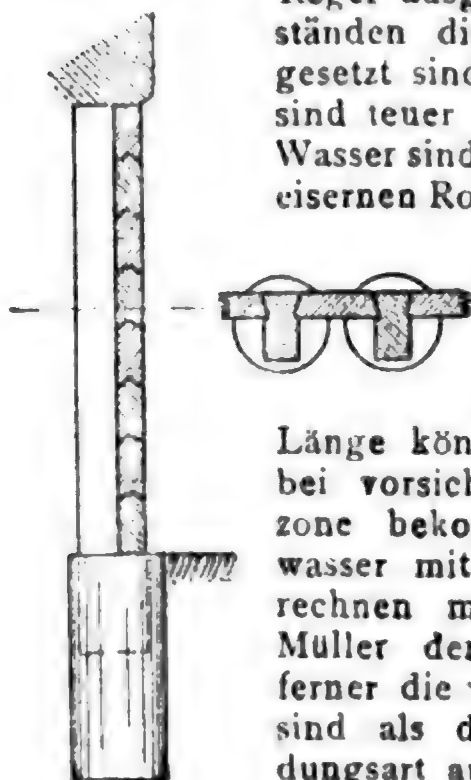


Abb. 37.



Diese Gründungsart eignet sich besonders im See- und Wasserbau zur Herstellung von Kaimauern und Landungsbrücken (Abb. 37). Die bisher meist angewendete Gründung solcher Bauwerke auf hohem hölzernen Pfahlrost ist vielfach von geringer Dauer, weil an der See die Verwendung des Holzes infolge des Bohrwurms in der Regel ausgeschlossen ist und bei wechselnden Wasserständen die Pfahlköpfe auch leicht der Fäulnis ausgesetzt sind. Eiserne Pfähle als Ersatz für Holzpfähle sind teuer und rosten. Brunnengründungen im offenen Wasser sind schwierig und teuer. Die oben beschriebenen eisernen Rohre lassen sich ihres geringen Gewichtes und ihrer leichten Zusammensetzbarkeit wegen viel schneller und billiger absenken. Eisenbetonpfähle lassen sich nur bis zu etwa 15 m Länge vorteilhaft verwenden (vgl. S. 213). Pfähle von mehr als 16 bis 17 m Länge können nur eingespült werden, da sie selbst bei vorsichtigem Rammen feine Risse in der Knickzone bekommen, so dafs man namentlich im Seewasser mit einem Rostangriff an der Längsbewehrung rechnen mufs. Demgegenüber bietet die Bauweise Müller den Vorzug, dafs das Rammen entfällt, dafs ferner die verwendeten Pfeiler um die Rammtiefe kürzer sind als die Pfähle, so dafs man also diese Gründungsart auch bei ganz grofsen Wassertiefen bis zu 20 m

Abb. 38.



noch anwenden kann; auch kann man den Pfeilern jeden gewünschten Querschnitt geben, sie insbesondere erheblich biegungskräftiger und stärker machen, als dies bei Pfählen aus rammtechnischen Gründen möglich ist. Ein sehr wesentlicher Vorteil ist es auch, dafs die Pfeiler ganz genau an die Stelle gesetzt werden können, wo sie zeichnungsgemäfs stehen sollen, während dies bei gerammten und noch mehr bei gespülten Pfählen ausgeschlossen ist. Dieser Vorteil ermöglicht es, dafs die Bauweise Müller auch zur Herstellung zusammengesetzter Wände verwendet werden kann, indem in entsprechende Falze des Pfeilers Eisenbetonplatten eingeschoben werden. Hierdurch kann z. B. beim Kaimauerbau die Spundwand erübrigt werden (Abb. 38).

Da die Pfeilergründung vornehmlich eine Flächengründung ist, so kann man sich in der Regel mit einer erheblich geringeren Gründungstiefe als bei gerammten Pfählen begnügen.

4. Im Boden betonierte Pfähle, Betongrundpfähle.

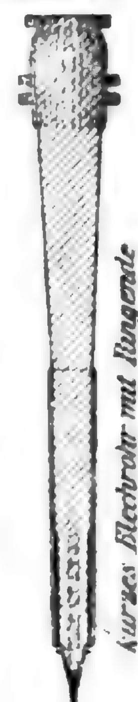
a. Unter Verwendung von Futterrohren.

Ein eisernes Rohr wird bis in die tragfähigen Schichten abgebohrt oder eingerammt und ausbetoniert, wobei das Rohr entweder wieder gezogen wird (System Straufs, Simplex) oder im Boden verbleibt (Blechmantelpfähle). Von den vielen teilweise durch Patent geschützten Bauarten sind folgende die bekanntesten.

Blechmantelpfähle.

1. **System Raymond** der Raymond Concrete Pile Comp. in Chicago, durch D. R.-P. geschützt, in Deutschland seltener verwendet.

Abb. 39.



Ein aus zwei Hälften bestehender eiserner Modellpfahl wird mit übergezogener Blechhülse eingerammt. Durch Exzenterhebel, Schrauben oder ähnliche Vorrichtung kann der Modellkern entspannt und leicht wieder gezogen werden, während die Blechhülle im Boden verbleibt. Die Form ist nach unten verjüngt.

Aehnlich wie das System Raymond ist eine Reihe anderer Patente, die jedoch ebenfalls selten verwendet sind.

2. Ingenieur **Stern**, Wien, verwendet einen etwa 4 m langen Holzmodellpfahl mit Blechhülse aus 3 mm Schwarzblech, etwa 2,5 m lang, mit einem Pfahlschuh aus Flacheisen (Abb. 39).

Eine Reihe weiterer Patente beziehen sich auf die Verwendung vollkommen wasserdichter Blechmäntel, die den frischen Beton vor zementzersetzenden Wässern schützen soll, z. B. Mast, Berlin; Germania, München.

Mantellose Pfähle.

Die folgenden Pfahlsysteme, bei denen unter gleichzeitigem Ziehen des Vortreibrohres der Beton eingebracht und unmittelbar in den Boden gestampft wird, haben den Vorteil höherer Tragfähigkeit, da durch das Einstampfen des Betons in die umgebenden Bodenschichten eine weit-

gehende Verdichtung des Bodens und erhöhte Reibung am Pfahlmantel erzeugt wird.

Die Rechnungsgrundlagen zur Vorausbestimmung der Tragfähigkeit sind sehr unsicher und gehen nicht über ein erfahrungsmäfsiges Schätzen hinaus. Der Beweis für die Richtigkeit der Annahmen sollte in jedem Falle durch Probebelastung einzelner Pfähle verlangt werden.

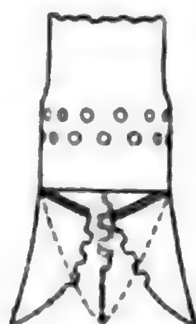


Abb. 41. Simplex-Pfahl mit geöffneter Alligatorspitze.

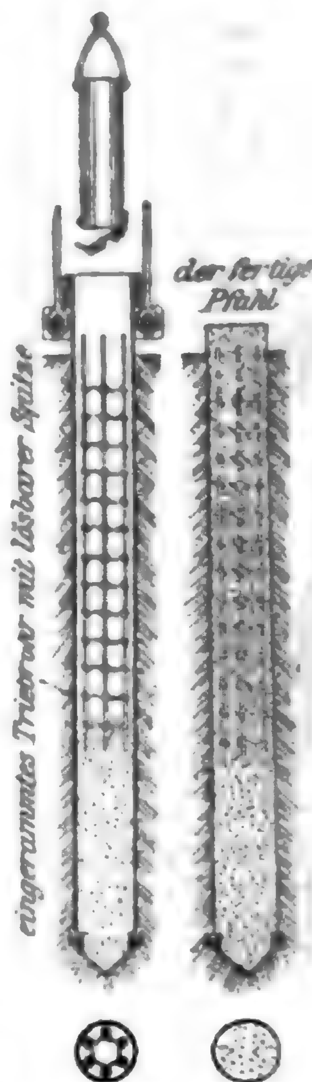
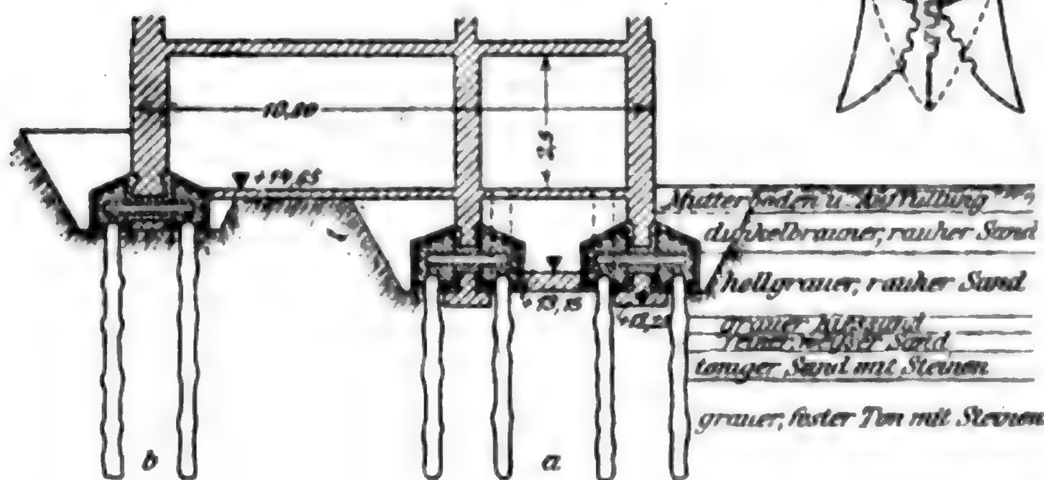


Abb. 40. System Symplex.

1. **System Simplex.** Der Simplex Concrete Piling Comp. in Philadelphia geschützt, in Norddeutschland von

Abb. 42. Unterfangung eines Gebäudes durch Straufspfähle.



Köhnke & Co., Bremen, ausgeführt. Ein starkwandiges Rohr, 30 bis 40 cm weit, mit aufklappbarer (Alligator-) oder lösbarer Spitze wird eingerammt und während des Ausbetonierens wieder gezogen (Abb. 40 u. 41).

2. **System Straufs.** Ingenieur Anton Straufs in Kiew, Rufsland, geschützt, in Deutschland ausgeführt von Dyckerhoff u. Widmann A.-G. Ein Futterrohr wird wie im Brunnenbau üblich abgebohrt und während des Ausbetonierens wieder gezogen. Der Beton wird fest eingestampft.

Dieses Verfahren hat den Vorteil, dafs Rammerschütterungen vermieden werden, dafs es also auch in dicht bebäutem Gelände, sogar in Gebäuden, z. B. zur nachträglichen Verstärkung der Fundamente, benutzt werden kann (Abb. 42).

Alle mantellosen Grundpfähle erhalten in der Regel eine geringe Bewehrung. Das Ziehen des Futterrohres gestaltet sich manchmal schwierig und macht umfangreiche Einrichtungen erforderlich.

b. Ohne Verwendung von Futterrohren.

System Compressol, zuerst von **Dulac** angegeben und seit 1900 öfter angewendet, beruht darauf, dafs kegelförmige Rammstöfsel von etwa 2 t Gewicht und verschiedenen Formen (Abb. 43) aus etwa 15 m Höhe frei fallengelassen werden. Ist auf diese Weise ein Loch in der gewünschten Tiefe hergestellt, so wird mit denselben Stöfseln Beton in

die Höhlung gerammt. Die so erzeugten Pfeiler weisen je nach der Weichheit der umgebenden Bodenschichten knollenartige Verdickungen auf. Die Stöfsel haben etwa 0,8 m und die Pfeiler 1,2 bis 2 m Durchm. Die Tragfähigkeit ist bei der aufserordentlichen Zusammenpressung des Bodens eine bedeutende. Es sind Probebelastungen bis zu 400 t und mehr ohne schädliches Setzen ausgeführt worden. Ueber die Berechnung der Tragfähigkeit gilt das gleiche wie von den mantellosen Pfählen. Sie mufs durch Probebelastungen einzelner Pfeiler erwiesen werden. Wenn der zu durchrammende Boden schlecht steht, so kann man durch Einstampfen von Ton nachhelfen. In Schwimmsand und stark wasserhaltigem Boden ist die Gründung nicht ausführbar. Nichtsdestoweniger hat das Verfahren wegen seiner Einfachheit grofse Vorzüge und eignet sich besonders zur Aufnahme sehr grofser zusammengedrängter Lasten auch bei gutem Baugrund.

Abb. 43.

5. Rammpfahlgründung.

Allgemeines. Vorteile und Nachteile.

Die Rammpfahlgründung ist die verbreitetste in wasserhaltigem schlechten Baugrund, wie er in den Tiefebenen vorkommt. Wurden früher ausschliefslich Holzpfähle verwendet, so werden heute in vielen Fällen Eisenbetonpfähle bevorzugt. Vorbedingung für die Verwendung von Holz zu einer dauerhaften Gründung ist das Vorhandensein eines gleichbleibenden Grundwasserstandes, im Seebau aufserdem das Fehlen von holzfressenden Lebewesen, Bohrwurm, Bohrmuschel. Da das Holz in solchen Fällen eine so gut wie nicht begrenzte Dauer hat, so ist es ein zu Gründungen sehr geeigneter Baustoff und steht der Verwendung von Stein und Beton nicht nach. Holzpfähle sind billiger als Eisenbetonpfähle und haben insbesondere den Vorzug, dafs sie fast überall erhältlich sind, während Eisenbetonpfähle selten vorrätig sind und den Baubeginn um 8 bis 12 Wochen verzögern können, wenn sie erst hergestellt werden und erhärten müssen. Eisenbetonpfähle sollen im allgemeinen mindestens 6 Wochen alt sein, bis sie gerammt werden können. Dies fällt umsomehr ins Gewicht, wenn man die Länge und Zahl der Pfähle vorher nicht genau bestimmen kann, wie es meistens der Fall ist. Während schnell entsprechender Ersatz an Holzpfählen zur Stelle geschafft werden kann, entstehen bei Verwendung von Eisenbetonpfählen hierdurch wiederum Verzögerungen. Dem kann abgeholfen werden, wenn gleich anfangs eine entsprechende Zahl von Aushüfspfählen hergestellt wird. Dies erhöht die Kosten, denn das Wegschaffen übriggebliebener Pfähle ist teuer, und es ist unsicher, wann die hergestellten Längen wieder verwendet werden können.

Holzpfähle sind auch widerstandsfähiger gegen das Rammen; das Rammen ist billiger, meist nicht halb so teuer wie das der Eisenbetonpfähle und geht schneller voran. Das Kappen überstehender Pfahlenden ist einfacher. Die Kappenden von Holz lassen sich besser

verwenden. Auch ist es leichter, erfahrene Unternehmer für eine Holzpfahlrammung als eine Eisenbetonpfahlrammung zu finden.

Diesen vielfachen Vorzügen der Holzpfähle steht als Vorzug der Eisenbetonbauweise deren gröfsere Beständigkeit bei unsicheren Grundwasserverhältnissen gegenüber. Dort, wo der Grundwasserstand mehr als etwa 2 m unter Kellersohle oder Fundamentmauerwerk liegt, werden durch Verwendung von Eisenbetonpfählen viel Kosten für Erdarbeiten, Wasserhaltung und aufgehendes Mauerwerk gespart, indem das Mauerwerk nicht bis unter den niedrigsten Grundwasserstand herabgeführt zu werden braucht.

Neuerdings findet jedoch für diesen Fall eine vereinigte Bauweise, wonach die Holzpfähle über dem Grundwasserstand durch Eisenbetonsäulen aufgeständert werden, Verbreitung (S. 213).

Gegenüber den Betongrundpfählen kann als Vorzug für gerammte Pfähle gelten, dafs ihre Tragfähigkeit durch die Rammergebnisse nachgeprüft werden kann. Ihrer Art nach eignen sich Rammpfähle besser zum Uebertragen der Last auf tiefliegende tragfähige Schichten, wobei obenliegende schlechte Schichten, Moor usw. zu durchdringen sind, während Betongrundpfähle die Last auch vornehmlich mit auf die oberen Schichten übertragen und sich im allgemeinen weniger für Tiefgründungen mit obenliegenden Moorschichten und Schlamm eignen als in den Fällen, wo sehr grofse Lasten auf Baugrund von mittlerer und geringer Güte zu übertragen sind.

Holzpfähle.

Bedingungen für Holzlieferung. Meist verwendet Kiefernholz, im Wasserbau am besten sog. Wasserkiene. Eichenholz dauerhafter, aber zu teuer. Tanne und Fichte weniger gut, aber besser gewachsen als Kiefer; läfst sich leichter rammen. Die Stämme sollen möglichst wenig Aeste haben, nicht in der Saftzeit gefällt und gesund sein (Untersuchung auf Kernfäule nötigenfalls durch Anbohren), gerade und nicht verdreht gewachsen sein. Das zulässige Krümmungsmafs ist namentlich bei Kiefernholz festzulegen und beeinflufst den Preis ebenso wie Stärke und Länge. Für erstklassige Stämme wird 1 bis 2 % der Länge als gröfste Ausbiegung zugelassen. Das Mafs der gröfsten Verjüngung ist festzusetzen. Die Berechnung erfolgt nach Kubikinhalt, wobei das mittlere sog. Kettenmafs, d. h. das Umfangsmafs zugrunde gelegt wird. Zur Berechnung des Raummafses werden Tafeln benutzt. Im Durchmesser ist ein gewisser Spielraum zulässig und genau festzulegen.

Stärke der Pfähle: Aus rammtechnischen Gründen bei mittelschwerem Boden mittlerer Durchmesser in m

$$d = 0{,}15 + 0{,}02\, l \quad (l = \text{Länge in m}),$$

bei hohem Pfahlrost Berechnung auf Knickung mafsgebend.

Eisenbetonpfähle.

Die Herstellung erfolgt jetzt fast nur noch in liegender Schalung. Die Längsbewehrung soll den Pfahl biegungs- und knicksteif machen. Starke Biegungskräfte treten beim Transport auf, der bei Pfählen von mehr als 12 m Länge wegen des hohen Eigengewichtes sehr vorsichtig

ausgeführt werden mufs. Bei Pfählen von mehr als 12 m Länge mufs die Längsbewehrung so berechnet werden, dafs der Pfahl sich selbst trägt, wenn er in der Mitte oder an den Enden aufliegt, wobei ein entsprechender Zuschlag von 100 % und mehr für Stöfse beim Transport zuzugeben ist. Pfähle unter 10 m Länge erhalten 1,2 bis 1,8 % Längsbewehrung und 0,6 bis 0,8 % Umschnürung und Querbewehrung. Die kritische Grenze für die Länge liegt bei 16 bis 17 m. Längere Pfähle erfordern besondere Vorkehrungen für den Transport. Sie dürfen nicht an einem Punkte gehoben und müssen durch Spülung eingebracht werden. Um das Eigengewicht zu vermindern und das Einspülen zu erleichtern, empfiehlt es sich, sehr lange Pfähle an beiden Enden zu verjüngen (Abb. 44).

Abb. 46.

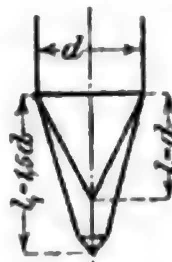
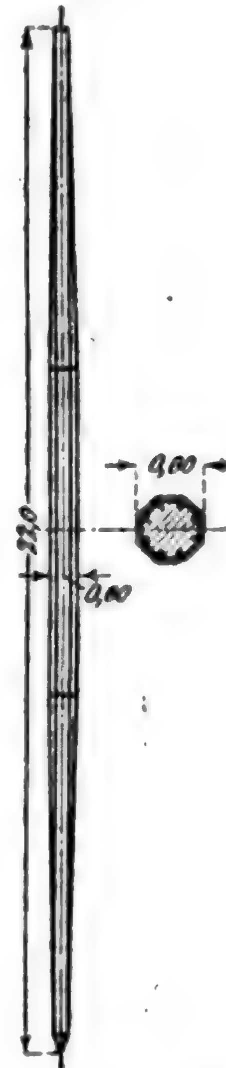


Abb. 45.

Abb. 44.



Beispiel eines 22 m langen Pfahles, der von der Firma Carl Brandt in der Flensburger Föhrde bei 12 m Wassertiefe 8 m tief eingespült wurde.

Der Pfahlquerschnitt ist gewöhnlich quadratisch. Die Kanten starker Pfähle werden abgeschrägt, um Beschädigungen beim Transport vorzubeugen. Die Umschnürung und Querbewehrung soll an Kopf und Spitze dichter sein, 8 bis 7 cm Abstand der Bügel, in der Mitte kann der Abstand $d/3$ bis $d/4$ betragen.

Die Spitze wird bei schwerem Boden und langen Pfählen am besten aus Gufseisen hergestellt, bei kurzen Pfählen und leichtem Boden genügen Betonspitzen. Die Länge der Spitze bei Tonboden sei $l = d$, bei Sandboden $l_1 = 1^1/_2\, d$ (Abb. 45).

Zum **Rammen** auf kleinen Baustellen verwendet man meist die leichte und billige indirekte Dampframme, für Spundwände und gröfsere Baustellen die leistungsfähigeren, direkt wirkenden Rammen, z. B. System Lacour oder Menck & Hambrock (vgl. 8. Abschn. Baumaschinen). Eisenbetonpfähle sollen mit einem schweren Bär, dessen Gewicht ungefähr gleich dem des Pfahles ist, gerammt werden. Die Fallhöhe darf selten mehr als 1,0 m betragen, bei Holzpfählen bis zu 4 m und mehr. Bei Schwimmsand ist eine schnellschlagende Ramme vorteilhaft, bei Ton ein schwerer Bär mit langsamem Schlag.

Für Eisenbetonpfähle ist eine besondere elastische Schlaghaube erforderlich, z. B. Abb. 46. Für Holzpfähle genügt ein kräftiger Rammring, 2 bis 4 cm stark, fest aufgezogen.

Verbindungen von Holzpfahl mit Betonpfahl

haben den Zweck, unter dem niedrigsten Wasserstande das billigere Holz und von der Fäulnisgrenze ab Eisenbeton zu verwenden. Die

Verbindung zwischen Holzpfahl und Eisenbetonpfahl ist Gegenstand mehrerer Erfindungen, deren Grundgedanke meist die Verwendung eines fest auf den Holzpfahl aufgesetzten Eisenrohres ist, das ausbetoniert wird, z. B. Verfahren von Heimbach & Schneider, Lindau i. B.

Tragfähigkeit der Pfähle.

Der Widerstand der Pfähle gegen Eindringen in den Boden setzt sich zusammen aus der Reibung am Umfang und dem Widerstand der Spitze. Letzterer ist nur bei gutem Baugrund von Bedeutung. Um ein Bild über die voraussichtlich erforderliche Pfahllänge und Tragfähigkeit der Pfähle zu bekommen, ist eine ausreichende Zahl von Bohrungen erforderlich, die Aufschlufs über die vorhandenen Bodenarten geben.

Die Tragfähigkeit läfst sich für die Projektbearbeitung nach folgenden Annahmen berechnen.

Der Reibungswiderstand auf 1 qm Mantelfläche beträgt in t

	im Moor u. Schlamm	weichen Lehm	Schwimmsand	festen Sand und Ton
bei Holzpfählen . . .	0	bis 1,0	bis 2,0	bis 3.0
„ Eisenbetonpfählen . .	0	„ 1,2	„ 2,5	„ 4,0

Hierzu kommt der Eindringungswiderstand der Spitze, der für 1 qcm Querschnitt bei Kies je nach Tiefe zu 5 bis 10 kg, bei Ton 4 bis 7 kg gerechnet werden kann.

Beispiel: Eisenbetonpfahl 32 × 32, 10,0 m lang, 2 m Moor, 2 m weicher Lehm, 2 m Schwimmsand, 3 m fester Ton.

Mantelfläche für 1 lfd. m 4 . 32 = 1.28 qm.

Reibungswiderstand = 2,0 + 2 . 1,28 . 1,2 + 2 . 1,28 . 2,5 + 3 . 1,28 . 4,0 = rd. 24 t.

Spitzenwiderstand = 32 . 32 . 7 = 7 t; Tragfähigkeit = 24 + 7 = 31 t.

Werden die Pfähle dicht nebeneinander geschlagen, so verdichtet sich der Boden und die Tragfähigkeit wächst, jedoch sollen die Pfähle mindestens einen Abstand von etwa 2 × Durchm. voneinander haben.

Beim Rammen gibt das Eindringen des Pfahles bei den letzten Schlägen einen Anhalt über die Tragfähigkeit. Am gebräuchlichsten ist die **Formel** von **Brix**, die indessen auf die elastische Zusammenpressung des Holzes bezw. der Schlaghaube bei Eisenbetonpfählen keine Rücksicht nimmt. Es ist $P = \frac{h \cdot Q^2 \cdot q}{e\,(Q+q)^2}$, wo P = Grenzbelastung des Pfahles, Q = Gewicht des Rammbären, q = Gewicht des Pfahles, alles in kg, h = Fallhöhe des Rammbären in mm, e = beobachtete Eindringung des Pfahles beim letzten Schlag in mm ist. Als zulässige Belastung ist dann $p = \frac{1}{m} \cdot P$ einzuführen. m bei hohem Pfahlrost je nach Bedeutung des Baues = 2 bis 5.

Einfacher noch ist die Regel für Eisenbetonpfähle, dafs ein Pfahl, dessen Gewicht gleich dem des Rammbären ist, bei den letzten 10 Schlägen mit 1 m Fallhöhe höchstens 4 bis 5 cm eindringen darf, damit er für 1 qcm Querschnitt mit 35 kg belastet werden darf. Hat der Bär ein anderes Gewicht als der Pfahl, so wähle man die Fallhöhe

h in $m = \frac{\text{Pfahlgewicht}}{\text{Bärgewicht}}$. DieseRegel ist für sandigen Boden gültig, dagegen im Ton, ebenso wie die Brixsche Formel, nicht zutreffend.

Die vielfach sonst aufgestellten Rammformeln, z. B. von Weifsbach, Redtenbacher, Hurtzig, haben ebenso wie die Brixsche Formel nur beschränkte Geltung. Bei allen Gründungen von Bedeutung empfiehlt es sich, vergleichende **Probebelastungen** auszuführen.

Auf Grund dieser einwandfreien Ergebnisse kann man den Sicherheitskoeffizienten kleiner wählen (2- bis 3fach), so dafs sich hierdurch die Kosten der Versuchsbelastung in der Regel bezahlt machen. Bei der Probebelastung wird fortschreitend das Mafs des Setzens sowie die Grenzlast und die beim Entlasten zurückgehende Federung des Pfahles festgestellt. Die Last mufs genau in der Mitte aufgebracht sein.

Standfestigkeit von Pfahlgründungen.

a) **Grundpfähle, niedriger Pfahlrost.** Allgemeiner Fall bei Hochbauten. Es wirken in der Regel nur lotrechte Lasten, wagerechte Kräfte brauchen meist nicht berücksichtigt zu werden. Trotzdem ist es sehr wichtig, bei Gründung in treibendem Moor eine Anzahl Schrägpfähle zu schlagen, die das Bauwerk seitlich absteifen und ein Wandern des Baues verhindern, falls das Moor infolge von Belastungsänderungen in der Umgebung in Bewegung kommt.

Abb. 47.

Man ordnet die Pfähle unter Fundamentmauern möglichst in Dreieckform gegeneinander versetzt an (Abb. 47). Die Pfahlköpfe werden durch kräftige Eisenbeton-Fundamentbalken verbunden. Diese erhalten erfahrungsmäfsig $^1/_2$ bis 1 % Eisenbewehrung, d. h. 50 bis 100 kg für 1 cbm. Holzpfähle werden mit Bandeisen umflochten und die Köpfe einbetoniert (Abb. 47). Die früher übliche Herstellung eines hölzernen Bohlenrostes ist teurer und weniger gut. Durch den verbindenden Fundamentbalken wird eine gute Einspannung der Pfahlköpfe erzielt.

Wird der Fundamentbalken auf dem gewachsenen Boden gestampft, so überträgt er auch unmittelbar einen Teil der Last. Meistens wird diese Flächenübertragung nicht in die Rechnung einbezogen, dafür kann die Tragfähigkeit der Pfähle etwas höher angenommen werden.

Ruht der Fundamentbalken nicht auf gewachsenem Boden, so setzt man die zulässige Pfahlbelastung $= {}^1/_3$ bis $^1/_2$ der durch Probebelastung festgestellten Grenzbelastung oder $= {}^1/_6$ bis $^1/_4$ der nach Rammformeln errechneten Grenzbelastung.

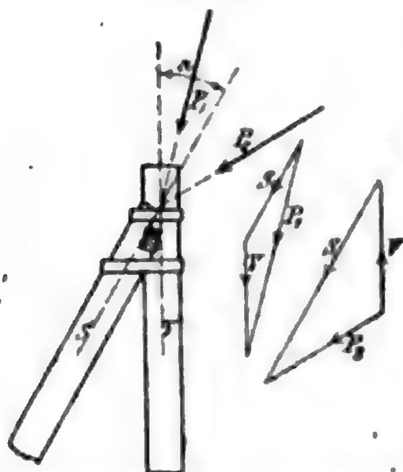
Sitzt die Pfahlspitze in festem Boden, Kies oder hartem Ton und befindet sich darüber flüssiges Moor von mehr als 3 m Mächtigkeit, so ist Knickuntersuchung des Pfahles erforderlich.

b) **Hoher Pfahlrost. Pfahlbockkonstruktionen** sind anzuwenden, wenn aufser den lotrechten Lasten auch wagerechte Kräfte aufzunehmen sind, z. B. Erd- oder Wasserdruck, Gewölbeschub.

Pfahlböcke sind zwei an den Köpfen zugfest verbundene Pfähle (Abb. 48). Greift die Schlufskraft P im Schnittpunkt der Pfahlmittel-

linien an, so erfolgt die Kräftezerlegung nach dem Kräfteplan (Abb. 48), wobei ein Pfahl gezogen wird, wenn die Kraftrichtung nicht im Winkel α liegt.

Abb. 48.

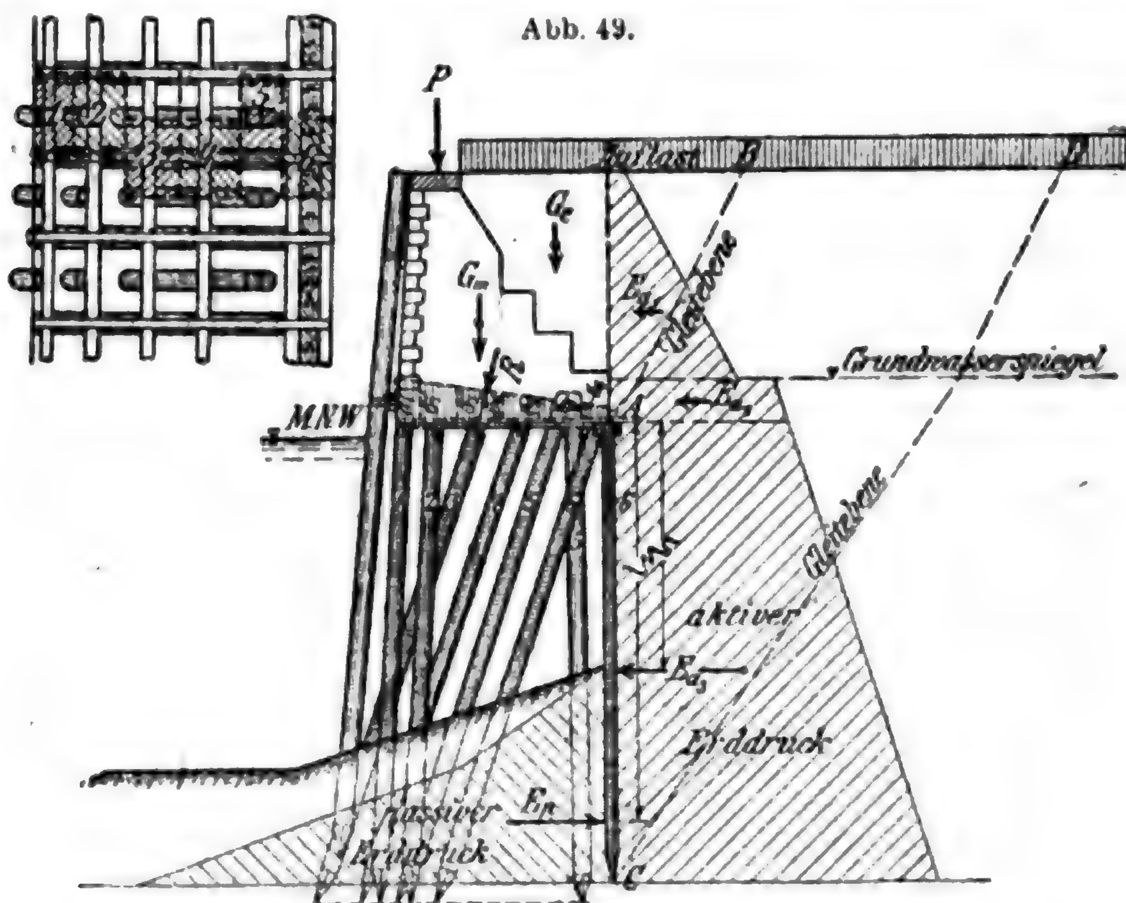


In der Regel besteht die Konstruktion aus einem System senkrecht und schräg geschlagener Pfähle, deren Köpfe durch einen hölzernen Rost (Abb. 49) oder durch ein Eisenbetonfundament starr verbunden sind. Letzteres ist in der Regel billiger und besser.

Die Pfähle eines hohen Pfahlrostes dürfen nicht alle parallel in der Richtung der Mittelkraft geschlagen werden, weil sich in den weitaus meisten Fällen die Richtung der auf den Rost wirkenden Schlufskraft nicht genau bestimmen läfst und meist sogar schwankt (z. B. bei Kaimauern mit wechselndem Wasserstand). Parallele Pfähle können aber, wenn sie am Kopf nicht ganz fest eingespannt sind, nur geringe Biegungskräfte aufnehmen.

Ist eine auf hohem Pfahlrost gegründete Mauer statisch zu untersuchen, so schneidet man einen sich symmetrisch wiederholenden Ab-

Abb. 49.



schnitt heraus und ermittelt zunächst die darauf wirkenden äufseren Kräfte, die man zu einer Schlufskraft R (Abb. 49) zusammensetzt. Diese Schlufskraft ist nach der Richtung der einzelnen Pfähle zu zerlegen, wobei angenommen wird, dafs Biegungskräfte in den Pfählen nicht auftreten oder vernachlässigt werden können.

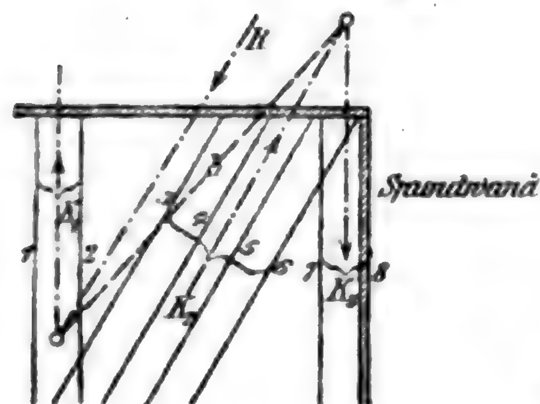
Ist der Mauerabschnitt von mehr als 3 Pfählen unterstützt, so ist

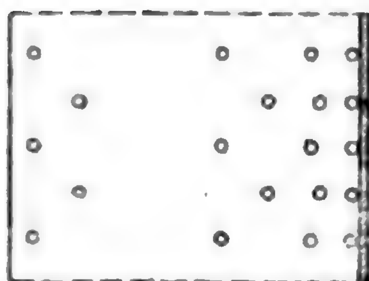
eine unmittelbare Kräftezerlegung nicht möglich. Die Ermittlung der statisch unbekannten Pfahldrücke mit Hülfe von Elastizitätsbedingungen ist in der Regel nicht durchführbar, weil die elastischen Eindringungen der Pfähle in den Boden nicht bekannt sind. Infolgedessen ist man genötigt, einen angenäherten Rechnungsweg einzuschlagen.

Beispiel: Untersuchung der Standfestigkeit einer Ufermauer auf hohem Pfahlrost (Abb. 49).

Man ersetzt einzelne Pfahlgruppen durch Mittelkräfte K_1, K_2, K_3, deren Zahl höchstens 3 betragen darf, und deren Lage im Schwerpunkt der betr. Pfahlgruppe anzunehmen ist (Abb. 50). Hierauf wird in bekannter Weise die Schlufskraft R der auf den Rost wirkenden Kräfte nach K_1 und L und L wiederum nach K_2 und K_3 und diese endlich nach den entsprechenden Pfahlrichtungen zerlegt. Die Ungenauigkeit dieses Verfahrens liegt darin, dafs die zu einer Pfahlgruppe vereinigten Pfähle gleichbelastet angenommen

Abb. 50.





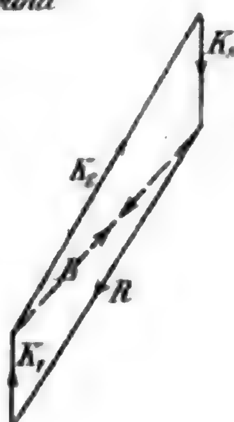
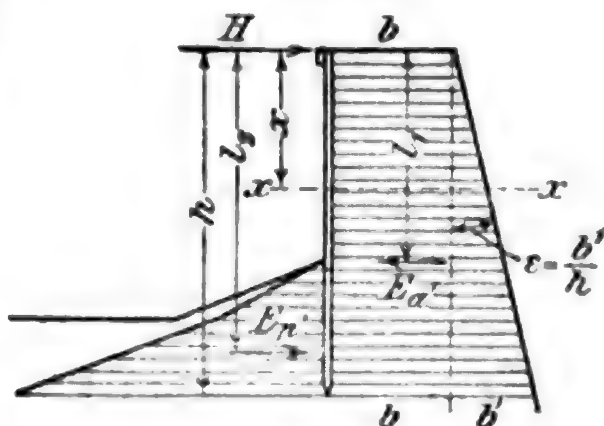


Abb. 51.



werden und dafs die Einspannung der Pfahlköpfe vernachlässigt ist. Letzteres ist beim hohen Pfahlrost unwesentlich, während die erstgenannte Ungenauigkeit erst dann zu Bedenken Anlafs gibt, wenn die Pfähle bis hart an die Knickgrenze beansprucht werden. Da dies jedoch in der Regel nicht der Fall ist, so wird durch die Elastizität des Bodens ein entsprechender Ausgleich der Tragkraft der Pfähle herbeigeführt.

Aufser der Standfestigkeit des Pfahlrostes ist die Spundwand zu untersuchen,

1. ob sie tief genug gerammt ist;
2. auf Biegung.

Zu 1. Man stellt die Momentengleichung um A auf (Abb. 49).

Es mufs sein $Ep \cdot l_2 > Ea_3 \cdot l_1$, worin Ep = passiver Erddruck, Ea_3 = aktiver Erddruck auf die Spundwand. Ea kann hierbei aber erheblich kleiner angenommen werden, als theoretisch ermittelt, weil der drückende Erdkeil $ABCD$ zwischen zwei Gleitebenen AB und CD liegt, aufserdem ist Ep gröfser, als theoretisch ermittelt, wenn wie

in Abb. 49 S. 216 der gesamte Pfahlrost auf dem Erdkeil CEF ruht.*) Erfahrungsgemäfs genügt es, wenn die Spundwand auf etwa $^1/_3$ ihrer Länge im guten Boden steht.

Der wagerechte Widerlagerdruck H (Abb. 51 S. 217) der Spundwand gegen den Rost ist $H = Ea' - Ep'$. Zur Ermittlung der Biegungsbeanspruchungen der Spundwand genügt es, Ea' etwa gleich der Hälfte des theoretischen Wertes von Ea anzunehmen. Ep' ergibt sich aus der Momentengleichung um A zu $Ep' = \frac{Ea' . l_1}{l_2}$ und

M_{max} im Abstand x (Abb. 51) zu $M_{max} = H . x - \frac{b\,x^2}{2} - \frac{b'}{h} \cdot \frac{x^2}{2} \cdot \frac{x}{3}$,

$$\text{worin } x = h \cdot \frac{b}{b'} \pm \sqrt{\left(h \cdot \frac{b}{b'}\right)^2 - \frac{2\,H . h}{b'}}.$$

6. Druckluftgründung.

Allgemeines.

Gelingt es nicht durch einfachere Mittel, wie Abschliefsen durch Spundwände und Grundwassersenkung, das Wasser vom Arbeitsort fernzuhalten, so wendet man Druckluftgründung an, die darin besteht, dafs die Arbeiter im Schutze eines nur nach unten geöffneten, mit Luft gefüllten Hohlkörpers bis an den Arbeitsort vordringen. Der Verkehr des unter Ueberdruck stehenden Hohlkörpers mit der Aufsenluft erfolgt durch Luftschleusen. Der Luftdruck im Arbeitsraum wächst mit je 10 m Tiefe unter dem Wasserspiegel um 1 at. Die Grenze, bei der Gefährdung des menschlichen Lebens durch den erhöhten Druck eintritt, liegt etwa bei 4 at, so dafs also bis zu 40 m Tiefe unter Wasserspiegel die Luftdruckgründung ausführbar ist. Die Arbeit in solchen Tiefen wird indes bereits sehr erschwert durch die kurze Arbeitsdauer und den grofsen Zeitverlust beim Ein- und Ausschleusen, die durch Rücksicht auf die Gesundheit der Arbeiter geboten sind.

Nach Brennecke, Grundbau, 3. Aufl., S. 474 ff. müssen folgende

Sicherheitsvorschriften

eingehalten werden:

1. Es dürfen nur gesunde Personen von 20 bis 50 Jahren als Arbeiter zugelassen werden, die vorher ärztlich untersucht sind (dürfen keine Herzfehler oder solche der Atmungsorgane haben).

2. Schichtdauer für Arbeiter:

bis	$1^3/_4$ at	Ueberdruck	zweimal	täglich	4	st
„	$2^1/_2$ „	„	einmal	„	6	„
„	3 „	„	„	„	4	„
„	$3^1/_2$ „	„	„	„	3	„

3. Das Ein- und Ausschleusen mufs dem Druckunterschied entsprechend langsam, bei hohem Druck in einzelnen Absätzen vorgenommen werden. Die Leute sind zu unterweisen, wie sie Ohrenschmerzen und Unwohlsein beim Einschleusen verhindern können.

Die Schleusungsdauer soll betragen:

bei	einem	Ueberdruck	bis	1	at	5	min
„	„	„	„	$1^1/_2$	„	10	„
„	„	„	„	2	„	20	„
„	„	„	„	$2^1/_2$	„	35	„
„	„	„	„	3	„	50	„
„	„	„	„	$3^1/_2$	„	70	„

*) Ehlers, Z. Arch. u. Ing.-Wes. Hannover 1910.

4. Bei hohem Druck sollen die Hähne zum Luft-Ein- und Auslassen nicht im Inneren der Schleuse bedient werden können. Die Hähne sind so einzustellen, dafs die vorgeschriebene Schleusungsdauer nicht unterschritten werden kann.

5. Der Schleusenraum soll für einen Kopf der gleichzeitig zu schleusenden Leute $^3/_4$ cbm, mindestens im ganzen aber 2,5 cbm betragen.

6. Die in den Senkkasten gedrückte Prefsluft soll auf 18° C abgekühlt sein und wenig Wassergehalt haben. Die frische Luft soll man möglichst unten im Arbeitsraum zuführen.

7. Beim Ausschleusen sollen die Leute in der Schleuse wärmere Ueberkleider anlegen.

8. Bei heftigen Gliederschmerzen, Lähmungen, Ohnmachten usw. bringe man den Kranken sofort in die verdichtete Luft zurück und schleuse ihn, nachdem er sich erholt hat, vorsichtig wieder aus.

9. Alle Erkrankungen sind sofort dem Arzt zu melden.

Luftschleusen

werden in der Regel über dem höchsten Wasserstande angebracht. Sie stehen durch Schachtrohre mit dem Arbeitsraum in Verbindung. Meistens werden besondere Baustoff- und Personenschleusen eingebaut. Wegen Einzelheiten der Bauarten mufs hier auf die Spezialliteratur verwiesen werden. Ausführliche Literaturangaben siehe Brennecke, Grundbau, 3. Aufl.

Caisson- oder Senkkastengründung.

Der Senkkasten bildet späterhin einen Bestandteil des Fundaments. Die früher durchweg gebräuchlichen Eisenkonstruktionen werden mehr und mehr von Eisenbetonausführungen verdrängt. Die Bauweise entspricht derjenigen der Brunnen in Eisenbeton.

Taucherglockengründung.

Zur Herstellung grofser zusammenhängender Fundamente unter Wasser verwendet man Taucherglocken. Sie sind in ihrer Wesensart schwimmende Caissons, in deren Schutz unter Druckluft das Fundament in einzelnen Teilen aufeinanderfolgend hergestellt wird. Beim Umsetzen der Glocke von einer Arbeitsstelle zur nächsten bleiben da, wo die Schneide stand, zunächst Lücken (Abb 52). Die Lücke läfst sich bei den Stellungen 2 der Glocke ausfüllen, indem an die Senkkastenschneide ein entsprechendes dreieckiges Dichtungsschild angesetzt wird. Die aufsitzenden Kanten erhalten einen Dichtungswulst aus Segeltuch, der mit Moos gefüllt ist. Um das häufige Umsetzen der Glocke zu vermeiden, kann man auch vier Lagen Mauerwerk bzw. Beton hintereinander herstellen (Abb. 53). In den meisten Fällen wird es aufserdem genügen, die Lücke unter Wasser auszubetonieren, namentlich bei der ersten Ausführungsweise, wo durch das Ueberdecken der Schichten ein guter Verband erzielt wird. Die Schichtstärke wählt man 50 cm bis höchstens 1 m stark. Der Arbeitsraum der Glocke mufs alsdann 2,0 bis 2,5 m hoch sein. Höher wähle man ihn nicht mit Rücksicht auf die Schwerpunktlage und Schwimmfähigkeit der Glocke. Bei der Ausführungsweise Abb. 53 binden die übereinanderliegenden Lagen besser aneinander an, weil sie unmittelbar

Abb. 52.

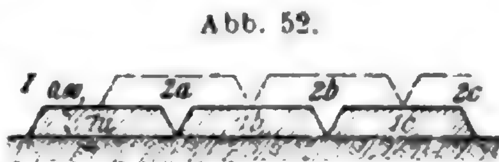


Abb. 53.

nacheinander ausgeführt werden. Für Dock- und Schleusensohlen ist dies von Wichtigkeit. Um zu verhindern, dafs Druckwasser, welches zwischen die Lagen eindringt, die Docksohlenlagen einzeln hebe, kann man senkrechte Eisenanker anwenden.

Mit Hülfe der Taucherglocke läfst sich auch der Bodenaushub für die Baugrube bis zu etwa 3 m Tiefe bewerkstelligen. Darüber hinaus wird man mit Rücksicht auf das Wiederherausheben der Glocke nicht gehen können. Mauer- und Betonarbeiten können in allen erdenklichen Profilen in der Glocke hergestellt werden, die sich somit für alle Bauausführungen im Wasser eignet.

Ueber Beschreibung ausgeführter Taucherglocken vgl. Brennecke, Grundbau sowie die spezielle Literatur.

Gründungen im offenen Wasser.

Gelingt es nicht oder ist es unwirtschaftlich, die Bausohle wasserfrei zu halten, so gelangen noch folgende Gründungsarten zur Anwendung:

1. Betonschüttung unter Wasser.

Die Bausohle wird durch Baggergerät unter Wasser hergestellt. Der Beton wird in folgender Weise eingebracht:

a) mit Hülfe von Säcken,
b) „ „ „ Kipp- oder Klappkübeln,
c) „ „ „ Trichtern.

a) Wird nur bei ganz kleinen Betonmengen zur Verwendung kommen, b) bei Fundamenten mittlerer Gröfse, während c) bei grofsen zusammenhängenden Fundamenten zur Anwendung kommt.

Auf jeden Fall mufs es vermieden werden, dafs der Beton frei durch das Wasser fällt, da hierdurch der Zement ausgespült wird. Die unter a) und b) beschriebenen Arbeitsweisen lassen diesen Uebelstand nie ganz vermeiden, weshalb sie weniger gut sind wie die Schüttung mit Trichter. Bei letzterer ist darauf zu achten, dafs der Trichter stets gefüllt bleibt, da bei jedem neuen Anfüllen sowie bei jedem plötzlichen Durchrutschen des Betons durch den Trichter der Zement ausgespült wird. Die Schüttlagen werden 0,5 bis 1,0 m stark bemessen. Der Trichter besteht aus einzelnen Rohrschüssen von der Höhe der Schichten. Er ist in doppelter Richtung fahrbar aufgehängt, so dafs jeder Punkt der Sohle bestrichen werden kann. Bevor eine zweite Lage auf eine Lage abgebundenen Betons aufgebracht wird, mufs die letztere erst sauber von Schlamm gereinigt werden. Dies geschieht durch eine auf Fahrgestell aufgestellte Kreiselpumpe, die den Schlamm absaugt.

Vorbedingung für die Ausführung einer Betonschüttung unter Wasser ist vollständig ruhiges Wasser. Aus diesem Grunde wird die Fundamentsohle stets von einer Spundwand eingeschlossen. Die Stärke der Fundamentsohle mufs so bemessen sein, dafs sie beim Leerpumpen der Baugrube nach beendeter Betonierung und Erhärtung der Sohle nicht aufgetrieben wird. Hierzu wäre die Sohle mindestens $\frac{t}{\gamma_b} = \frac{t}{2,2}$ stark zu machen, wenn t die Wassertiefe bis Fundamentunterkante be-

deutet; denn es mufs angenommen werden, dafs der volle Wasserdruck unter dem Fundament wirken kann. Will man aus Ersparnisgründen die Sohle nicht so stark bemessen, so ist vor dem Auspumpen eine Belastung, etwa aus Sandsäcken, aufzubringen.

Da eine Betonschüttung unter Wasser selbst bei gröfster Vorsicht doch kein völlig zuverlässiges Fundament gibt, so wird diese Gründungsart heute nur noch selten ausgeführt, zumal es gelingt, Grundwassersenkungen in Baugruben mitten im offenen Wasser auszuführen. Z. B. Bau des Untergrundbahntunnels Spittelmarkt-Alexanderplatz in Berlin.

2. Steinschüttungen.

Steinschüttungen finden namentlich im Seebau Verwendung, wo es sich darum handelt, auf dem leicht durch Strömungen in Bewegung gesetzten feinen Sand zu gründen. Eine Steinschüttung deckt durch ihre grofse Grundfläche die umgebende Sohle und sichert sich selbst vor Unterspülungen. Auf der Seite des Hauptwellenangriffs werden schwere Betonblöcke zur Deckung der kleinen Steine versetzt

3. Schwimm- oder Sinkkastengründung

wird ebenfalls namentlich im Seebau verwendet.

Sie besteht darin, dafs das Fundament in Form eines schwimmfähigen hohlen Kastens auf einer Helling an Land oder in einer Dockgrube hergestellt und nachher zu Wasser gebracht wird. Es wird schwimmend an den Standort geschleppt. Dort ist inzwischen die Sohle durch Bagger vorbereitet. Der Kasten wird alsdann durch Einbringen von Sand, Beton oder Wasser zum Sinken gebracht. Durch Aneinanderreihen solcher Kasten lassen sich Molen und Kaimauern herstellen.

Die Schwimmkasten können, wenn der Baugrund nicht zuverlässig sein sollte, auch auf eine vorher eingebrachte Steinschüttung oder auf einen unter Wasser abgeschnittenen Pfahlrost gesetzt werden.

Auf Sicherung der Sohle um den flach aufgesetzten Schwimmkasten herum ist besonders Rücksicht zu nehmen.

8. Besondere Gründungsarten.

1. Versteinerungsgründung.

Es ist mehrfach versucht worden, durch Einspritzen oder Einpressen von Zementmilch in sandigen oder kiesigen Boden betonartige Fundamente zu erzielen, ohne dafs diese Bestrebungen bisher zu brauchbaren Ergebnissen geführt haben. Dagegen wird von Aug. Wolfsholz, A. G., Berlin, ein Verfahren angewendet, um durch Einpressen von Zementmörtel gerissene Fundamente wieder herzustellen, ferner auch um schwer zugängliche Hohlräume, z. B. bei Tunnelmauerwerk, auszubetonieren.

2. Gefriergründung.

Dieses Verfahren, vom Berg- und Hütteningenieur Poetsch erfunden, besteht darin, dafs durch künstliche Erzeugung von Kälte wasserhaltiger Boden zum Gefrieren gebracht wird. Der früher schwimmende Boden wird steinartig und ermöglicht ein trockenes, bergmannsmäfsiges Ab-

teufen der Baugrube. Als Träger der Kälte wird eine Flüssigkeit benutzt, die erst bei hohen Kältegraden gefriert (Chlorkalciumlauge bei — 40° C), oder auch kalte Luft (im hohen Norden).

Der Bauvorgang einer Gefriergründung ist aus der Abb. 54 ersichtlich. Rund um die Baugrube sind in Abständen von 0,8 bis 1 m Rohre von etwa 175 mm l. W., eingesetzt. In diesen befinden sich Rohre von 30 mm l. W. Die kalte Lauge tritt von der Eismaschine in eine Verteilungsleitung, an welche die dünnen Rohre *a* angeschlossen sind. Am Fuſspunkt *F* dieser Rohre tritt die Lauge in die weiten Kühlrohre und gelangt durch eine zweite Sammelleitung *s* zur Eismaschine zurück. Die Baugrube wird entweder bergmännisch abgeteuft, oder es wird ein Brunnen abgesenkt, wobei der Aushub im Trockenen geschieht.

Abb. 54.

Zufluſsrohr
Sammelrohr
Grenze des Frostes
Grenze des Frostes

Ein notwendiger Umstand bei der Ausführung einer Gefriergründung ist, daſs sich das Grundwasser in Ruhe befindet, damit sich die Eisbildung vollziehen kann. Schon geringe Strömung verzögert die Erstarrung wesentlich oder macht sie unmöglich.

C. Verschiedenes.

I. Grundwasserabdichtungen.

Mauerwerk in gewöhnlichem Kalk- und Zementmörtel ebensowohl wie Stampf- und Eisenbeton ist nicht wasserdicht. Im Gegenteil wirkt magerer Mörtel und Stampfbeton wasseransaugend, so daſs die Feuchtigkeit in solchen Mauern hochsteigt. Mörtel wird um so dichter, je fetter die Mischung ist, insbesondere wirken Zusätze von Kalk oder Traſs zum Zementmörtel dichtend. Ueber entsprechende Mischungsverhältnisse sowie über wasserabweisende bzw. porenschlieſsende **Mörtelzusätze** vgl. Stoffkunde, I. Bd. 5. Abschn.

Die Mörtelzusätze ebenso wie Kalk- und Traſsbeimengungen verringern jedoch teilweise die Festigkeit. Vor allem aber wird ihrer Verwendung durch die Wirtschaftlichkeit Grenzen gezogen. Auch liegen über die Dauer der Wirkung von Mörtelzusätzen noch keine langen Erfahrungen vor. Infolgedessen wird in den meisten Fällen

davon abgesehen, ein dichtes Mauerwerk herzustellen, und statt dessen eine wasserdichte Innen- oder Aufsenhaut ausgeführt.

1. **Wasserdichter Putz** wird in der Regel auf der Innenseite, die dauernd zugänglich bleibt, aufgebracht. Er wird in mehreren Schichten aufgesetzt, erst in einer Mischung von etwa 1 R.-T. Zement zu $2^1/_2$ R.-T. scharfem Sand, dann übergehend zu 1 R.-T. Zement zu 1 R.-T. feinem Sand. Die Oberfläche wird mit reinem Zement gepudert und mit der Kelle glatt gerieben. Zu seiner Herstellung sind besonders geübte Arbeiter erforderlich. Die Stärke beträgt mindestens 15 mm. Der Putz soll möglichst bald nach dem Ausschalen auf sauberer Betonfläche aufgebracht werden. Der Beton ist gehörig anzunässen, dsgl. der Putz in den ersten Tagen der Erhärtung. Die Sohle ist durch Estrich, Ziegelflachschicht oder ähnliches, die Seitenwände durch $^1/_2$ Stein starke Vormauerung, Betonschutzschicht, Wandplatten oder ähnliches vor Verletzungen zu schützen.

2. **Umhüllungen** durch besondere wasserdichte Stoffe sollen auch wirksam bleiben, falls Setz-, Spannungs- oder Temperaturrisse im Mauerwerk auftreten.

a) **Eisenblech**mäntel werden vielfach zugleich konstruktiv benutzt. Lediglich als Dichtungsmittel sind sie der hohen Kosten wegen seltener verwendet.

b) **Blei**, entweder gewalzt (sehr teuer) oder mit Juteeinlage, Sybelsche Bleiplatten, vorzügliches Dichtungsmittel. Hauptvorzüge: grofse Elastizität, Widerstandsfähigkeit gegen Setzen. Nachteil: teuer.

c) **Asphalt**, auf ebener Unterlage als Gufsasphalt verwendet, meist jedoch mit Teerpappeeinlage, hat in den letzten Jahren grofse Bedeutung erlangt. Die Herstellung erfolgt durch Aufkleben mehrerer, meist drei, Papplagen mittels heifsen Asphaltklebestoffes, der aus einer Mischung von Trinidad-Goudron und künstlichem Steinkohlenasphalt besteht. Es mufs bei der Herstellung besonders darauf geachtet werden, dafs keine Blasen entstehen. Die Pappe mufs beiderseits von Beton oder Mauerwerk fest zusammengeprefst sein, da sonst die Pappe im Wasser aufweicht und ihre dichtende Kraft verloren geht. Die Ausführung erfolgt meist in der Weise, dafs erst eine Betonsohle hergestellt und eine dünne äufsere Schutzmauer hochgeführt wird, gegen die die Pappe geklebt wird. Alsdann erfolgt die Herstellung des gegen Auftrieb bewehrten Fufsbodens und des aufgehenden Mauerwerks (Abb. 55).

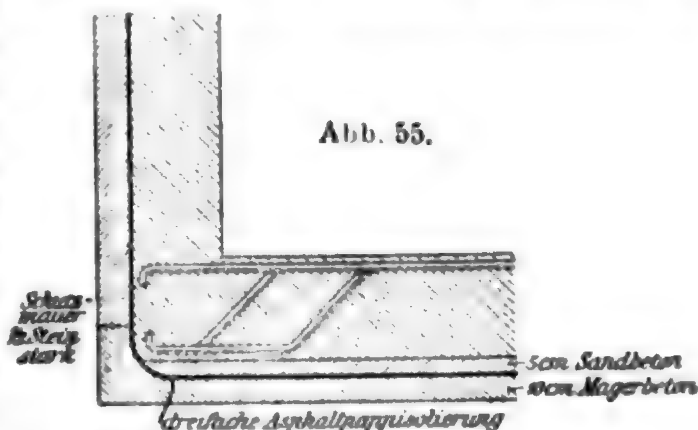


Abb. 55.

Vielfach erfolgt die Ausführung auch in der Weise, dafs erst die untere Betonsohle, dann die Sohlendichtung, dann die tragende Sohle mit den Seitenmauern und nach dem Ausschalen derselben erst die Seitenwanddichtung hergestellt wird. Zuletzt folgt dann die äufsere Schutzschicht. Diese Ausführung ist praktisch weniger empfehlens-

wert, weil während der langen Unterbrechung der Dichtungsarbeit die Anschlufslappen der Sohlendichtung meistens beschädigt werden, was sehr schwer wieder gut zu machen ist.

In dieser umständlichen Ausführungsweise liegt ein wesentlicher Nachteil aller Aufsenhautdichtungen, namentlich aber der Asphaltpappedichtungen. Auch ist die Dichtungslage später nicht mehr zugänglich. Wenn sich also nach Fertigstellung des Bauwerks Undichtheiten zeigen, so kann die undichte Stelle weder genau festgestellt, noch ausgebessert werden. Es bleibt in solchen Fällen häufig nichts anderes übrig, als den ganzen Innenraum nachträglich wasserdicht zu putzen. Das ist dann aber doppelt schwierig, weil erst der Wasserdruck wieder beseitigt werden mufs, was vielfach nicht ohne nochmalige Grundwassersenkung möglich ist.

Aus diesem Grunde ist in den meisten Fällen innerer wasserdichter Putz vorzuziehen.

Der Nachteil eintretender Undichtheiten durch Risse ist namentlich bei der weit fortgeschrittenen Eisenbetonbauweise in den seltensten Fällen zu erwarten und ist jedenfalls nicht so schwer zu beseitigen wie Undichtheiten einer Aufsenhautdichtung. Geübte Arbeiter vermögen durch besondere Kunstgriffe überdies bei nicht zu starkem Wasserandrang Risse auch nachträglich ohne Wasserhaltung wieder zu dichten.

Anstriche mit **Goudron, Inertol, Siderosthen** oder ähnlichen Teer- und Asphaltpräparaten haben nur geringeren Wert und werden hauptsächlich als Schutz gegen andringende Erdnässe bei Grund-, Stütz- und Futtermauern, Brückenwiderlagern angewendet.

II. Schädigende Einflüsse auf Beton- und Eisenbetonbauten im Grundbau.

1. Einflufs des Moorwassers. Nach neueren Untersuchungen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton" wird namentlich dem Gehalt des Moorwassers an Schwefelkies die stark zersetzende Wirkung zugeschrieben, die einzelne Moorwässer auf Zement ausüben. Unter Luftzutritt bildet sich Eisensulfat und Schwefelsäure, die zur Bildung von Kalzium-Aluminium-Sulfat im Beton führt und so den Zement zermürbt. Namentlich frischer Beton mufs in solchen Moorwässern sorgfältig geschützt werden. Dies geschieht am einfachsten durch Tonummantelungen. Auch Asphaltpappen schützen gut. Eine chemische Untersuchung des Moorwassers ist im Zweifelsfalle dringend geboten.

2. Einflufs des Seewassers. Es finden mechanische Einwirkungen durch den Wellenangriff und durch die Einwirkung des Frostes statt, auf die durch die allgemeine Anordnung des Bauwerks Bedacht zu nehmen ist. Aufserdem finden aber auch chemische Einwirkungen durch den Gehalt des Seewassers an Chlormagnesium und schwefelsaurem Magnesium statt. Von den hydraulischen Bindemitteln scheint reiner Portlandzement nach den bisher vorliegenden Beobachtungen am widerstandsfähigsten. Puzzolan- und Kalkzusätze schaden. Ueber Trafszusätze sind die Ansichten noch geteilt. Der Zement soll keinen freien Kalk, jedoch viel chemisch gebundenen Kalk enthalten.

Sehr grofsen Einflufs hat das Mischungsverhältnis des Mörtels auf die Festigkeit und Lebensdauer. Magerer Beton wird leicht zerstört, während fette Mischungen sich nach jahrzehntelangen Beobachtungen sehr gut gehalten haben. Fette Mischungen erhärten im Seewasser ebenso wie in der Luft oder im Süfswasser. Die Erhärtung geht schneller vor sich, und die Festigkeiten sind gröfser, wenn der Beton mit Süfswasser angemacht wird und wenigstens in den ersten Tagen nicht mit Seewasser in Berührung kommt, jedoch ist es gleichwohl möglich, auch mit Seewasser einen brauchbaren Beton herzustellen.

Nähere Angaben über die bisher vorliegenden Versuche siehe „Der Portlandzement und seine Anwendungen". Verlag der Deutschen Bauz., 4. Aufl. S. 191 ff. Dort finden sich weitere Literaturnachweise. Ferner Zentralbl. Bauv. 1897 S. 313 ff. Mitt. d. Materialpr.-Amt 1909 Heft 5 u. 6.

3. Sonstige Einflüsse durch Beimengungen des Grundwassers können namentlich von gelöster Kohlensäure herrühren, sowie von sonstigen säurebildenden oder sauren Bestandteilen, also namentlich auch von Fettsäuren. Als Schutzmittel in vielen Fällen, namentlich gegen freie Kohlensäure, haben sich Anstriche mit Siderosthen-Lubrose und Inertol bewährt.

4. Der Einflufs vagabundierender elektrischer Ströme auf Eisenbeton im Grundwasser äufsert sich durch Bildung freien Sauerstoffes an den Eiseneinlagen. Hierdurch bildet sich starker Rost, der den Beton absprengt. Vgl. Mitteil. d. Deutsch. Ausschusses f. Eisenbeton Heft 15. Versuche von Prof. O. Berndt, Darmstadt. Vorbedingung ist aber immer das Vorhandensein von Wasser. Als Schutzmittel kommt eine sorgfältige Isolierung durch Asphaltpappe und Asphaltanstriche in Betracht, z. B. bei Brückenwiderlagern, über die elektrische Bahnen führen.

III. Mafsnahmen zum Schutz des Holzes

1. **gegen Fäulnis** vgl. I. Bd. 5. Abschn. Stoffkunde.
2. **gegen Bohrwurm und Bohrmuschel.**

Am wirksamsten ist eine vollkommene Umhüllung des Pfahles mit Blech-, Ton- oder Zementrohren und Ausgiefsen des Zwischenraumes mit Zementmörtel. Imprägnieren des Holzes hat selten Erfolg gehabt.

---

4. ABSCHNITT.

Eisenbetonbau.

I. Allgemeines.

Die Baustoffe.

Der wichtigste Baustoff für die Herstellung des Eisenbetons ist der **Zement** (I. Bd. 5. Abschn. Stoffkunde V.), u. zw. darf nach den amtlichen Bestimmungen nur der sog. Portlandzement*) verwendet werden. Zwecks scharfer Unterscheidung dieses Zements von Schlacken- und anderen Mischzementen ist vom Verein deutscher Portlandzementfabrikanten folgende Begriffserklärung für ihn aufgestellt worden: „Portlandzement ist ein hydraulisches Bindemittel mit nicht weniger als 1,7 Gewichtsteilen Kalk (CaO) auf 1 Gewichtsteil lösliche Kieselsäure (SiO_2) + Tonerde (Al_2O_3) + Eisenoxyd (Fe_2O_3), hergestellt durch feine Zerkleinerung und innige Mischung der Rohstoffe, Brennen bis mindestens zur Sinterung und Feinmahlen. Dem Portlandzement dürfen nicht mehr als 3 % Zusätze zu besonderen Zwecken zugegeben sein.“ Jegliche Zutaten beim Brennen sind verwerflich, vor allem mineralische Farbstoffe, die dazu dienen sollen, dem Zement ein besseres Aussehen zu verleihen. Die Beigabe solcher geschieht fast immer auf Kosten der Festigkeit; nur das Ultramarin macht hier wegen seiner hydraulischen Eigenschaften eine Ausnahme.

Eisenportlandzement**) wurde früher ohne weiteres als Portlandzement in den

*) „Deutsche Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement“, Dezember 1909 (I. Bd. 5. Abschn. Stoffkunde V.). Berlin 1910. Verlag von W. Ernst & Sohn.

) **Erlafs des preufsischen Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 6. März 1909: Die im Anschlufs an meinen Erlafs vom 21. November 1902 im Königl. Materialprüfungsamt zu Grofs-Lichterfelde ausgeführten Versuche haben ergeben, dafs Eisenportlandzemente und Portlandzemente im allgemeinen als gleichwertig zu erachten sind. Falls daher bei der Untersuchung nach den jeweils geltenden „Normen für die einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement“ die Eisenportlandzemente nicht nur bei Wasser-, sondern auch bei Lufterhärtung befriedigende Ergebnisse zeigen, ist gegen ihre Verwendung bei öffentlichen Bauten nichts einzuwenden. In den Ausschreibungen sind, wenn nicht ganz besondere Verhältnisse die Lieferung von Portlandzement geboten erscheinen lassen, Angebote für Portlandzement oder Eisenportlandzement einzufordern, und wird es dem Ermessen Ew. Tit. (der pp.) überlassen, nach sorgfältiger Abwägung der vorliegenden Verhältnisse das für die Verwaltung günstigste Angebot zu wählen. Doch ist streng darauf zu halten, dafs von den Anbietern sowohl des Portlandzements wie des Eisenportlandzements eine Angabe über die Zusammensetzung und Herstellungsweise des angebotenen Zements, in zweifelhaften Fällen auch die Beibringung eines diese Angaben bestätigenden Zeugnisses des Königl. Materialprüfungsamtes zu Grofs-Lichterfelde verlangt wird. Ich bemerke dabei, dafs unter Eisenportlandzement ein im übrigen wie Portlandzement hergestellter Zement verstanden werden soll, der aus mindestens 70 % Portlandzement und höchstens 30 % einer geeigneten gekörnten Hochofenschlacke besteht.

Zusatzbestimmung vom 26. März 1913:

Die Verwendung von Eisenportlandzement ist bis auf weiteres in einzelnen Fällen und auf jedesmaligen besonderen Antrag unter folgenden Bedingungen zuzulassen:

1. Die Eisenbetonteile sind durchweg gegen Zutritt von Luft- oder Bodenfeuchtigkeit zu schützen.
2. In den Decken, Balken und Stützen sind in Abständen von höchstens 25 m Dehnungsfugen anzubringen.
3. Befriedigende Lufterhärtung des Zements ist durch mehrfach zu wiederholende Proben nachzuweisen.

Im übrigen sind bezüglich der Beschaffenheit und Prüfung des Zements die Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement (I. Bd. 5. Abschn. Stoffkunde V.) mafsgebend.

Handel gebracht. Jetzt wird für alle diejenigen Zemente, welche nach dem Brennen einen Zusatz von Schlackenmehl erfahren, der Name „Eisenportlandzement" gewählt. Beim Ankauf von Eisenportlandzementen ist ebenso Vorsicht geboten, wie beim Ankauf von Schlackenzementen, welche unter den verschiedensten hochklingenden Namen in den Handel gebracht werden. Es gibt auch Romanzemente (I. Bd. 5. Abschn. Stoffkunde V.), die, nach den Normen geprüft, die geforderten Festigkeiten wohl erreichen, sonst aber durchaus nicht dem Portlandzement ebenbürtig sind.*)

Durch öfteres Umschaufeln des Portlandzements mit Sand und Kies oder zerschlagenen Steinen (Magerungsstoffen) wird — bei gleichzeitiger Wasserzufuhr — ein inniges Gemenge erzielt, welches man „**Beton**" nennt (I. Bd. 5. Abschn. Stoffkunde V.). Die Begriffe „Beton" und „Mörtel" decken sich eigentlich: Mörtel ist ein Gemenge aus mehr oder minder groben Sandkörnern, dessen Hohlräume durch ein zunächst plastisches, später erhärtendes Bindemittel (Zement) ausgefüllt sind.**)

Die zur Herstellung des Betons erforderlichen **Steine** müssen in jedem Falle mindestens dieselbe Druckfestigkeit aufweisen können wie der Portlandzement nach seiner Erhärtung. Harte, scharfkantige Steine, wie Granit, Gneis, Basalt, Porphyr, Dolomit usw., sind für die Betonbereitung besonders empfehlenswert. Korngröfse der Schotterstücke höchstens 5 bis 6 cm im Durchmesser, bei enger Eisenteilung 2 bis 3 cm. Ein recht guter und zugleich billiger Zuschlag ist der **Kies**, da er infolge der verschiedensten Korngröfsen die geringste Menge Mörtel erfordert. Kies mufs in der Hauptsache Quarz oder feste Silikatsteine enthalten und nur einen kleinen Teilbetrag an sandigen Beimengungen aufweisen. Die Anwendung saurer **Schlacken** erfordert besondere Vorsicht, da diese infolge Schwefelgehalts — namentlich bei zu magerer Mischung — die Eiseneinlagen zum Rosten bringen können. Besonders gefährlich ist die Verwendung frischer, noch nicht abgelagerter Schlacken.

Der **Sandzuschlag** braucht kein reiner Quarzsand zu sein, sondern kann auch kalkige, aber harte Bestandteile enthalten. Er mufs gleich den Steinen frei von anhaftenden erdigen Beimengungen, von Kohlen- und Pflanzenresten sein und darf auch keine lehmigen oder tonigen Bestandteile aufweisen, die fest am Korn haften. Am besten ist gemischtkörniger Sand von hohem Litergewicht.

Das für die Herstellung der Mörtelspeise erforderliche **Wasser** mufs vor allem rein sein und bei der Verwendung einen günstigen Wärmegrad besitzen. Wenig geeignet ist Moor- und Seewasser, Wasser mit Gips- und Magnesiagehalt und Wasser aus Fabrikbetrieben. Für Eisenbetonbauten kommt lediglich plastischer (weicher) Beton in Frage, der dem erdfeuchten Beton gegenüber einen höheren Wasserzusatz, etwa 15 % des Betonvolumens, aufweist. Plastischer Beton läfst sich auch einfacher und schneller einbringen und verstampfen.

Ueber **Dichtigkeit** von Betonmischungen und **Stoffbedarf** vgl. u. a. Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil I, 10. Aufl.

Für die Eiseneinlagen eignet sich am besten das **Flufseisen** mit einer Zug- und Druckfestigkeit von etwa 4000 kg/qcm. Vor dem Verlegen der Eisen sind Schmutz und Fett zu beseitigen, ebenso Rost, sofern er nur lose anhaftet. Sitzt der Rost fest am Eisen, so wirkt er nicht schädlich, sondern kann sogar eine Erhöhung der Haftfestigkeit hervorrufen. An den Enden sind die Eisen umzubiegen.

Amtliche Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten

vom 24. Mai 1907, herausgegeben vom preufsischen Minister der öffentlichen Arbeiten.

A. Prüfung.

§ 1.

1. Der Ausführung von Bauwerken oder Bauteilen aus Eisenbeton hat eine besondere baupolizeiliche Prüfung voranzugehen. Zu diesem Zwecke sind bei Nachsuchung der Bauerlaubnis für ein Bauwerk, welches ganz oder zum Teil aus Eisenbeton hergestellt werden soll, Zeichnungen, statische Berechnungen und Beschreibungen beizubringen, aus denen die Gesamtanordnung und alle wichtigen Einzelheiten zu ersehen sind.

---

*) Ueber Herstellung, Eigenschaften und Prüfung des Portlandzements vgl. u. a. Gösing u. Schumann, „Der Portlandzement und seine Anwendungen im Bauwesen". 4. Aufl., 1912, Berlin.

**) Vgl. auch Handbuch für Eisenbetonbau, herausgegeben von Fr. v. Emperger II. Bd., 2. Aufl., Berlin 1911.

Falls sich der Bauherr oder Unternehmer erst im Verlauf der Ausführung des Baues für die Eisenbetonbauweise entscheidet, hat die Baupolizeibehörde darauf zu halten, dafs die vorbezeichneten Unterlagen für die Prüfung der in Eisenbeton auszuführenden Bauteile rechtzeitig vor dem Beginn ihrer Ausführung beigebracht werden. Mit der Ausführung darf in keinem Fall vor erteilter Genehmigung begonnen werden.

2. In der Beschreibung ist der Ursprung und die Beschaffenheit der zum Beton zu verwendenden Baustoffe, ihr Mischungsverhältnis, der Wasserzusatz sowie die Druckfestigkeit, die der zu verwendende Beton aus den auf der Baustelle zu entnehmenden Baustoffen in dem vorgesehenen Mischungsverhältnis nach 28 Tagen in Würfelkörpern von 30 cm Seitenlänge erreichen soll, anzugeben. Die Druckfestigkeit ist auf Erfordern der Baupolizeibehörde vor dem Beginn durch Versuche nachzuweisen.

3. Der Beton soll nach Gewichtseinheiten gemischt werden; als Einheit hat der Sack = 57 kg oder das Fafs = 170 kg Zement zu gelten. Die Zuschläge können entweder zugewogen oder in Gefäfsen zugemessen werden, deren Inhalt vorher so zu bestimmen ist, dafs sein Gewicht dem vorgesehenen Mischungsverhältnis entspricht.

4. Die Vorlagen sind von dem Bauherrn, dem Unternehmer, der den Entwurf aufgestellt hat, und demjenigen, der die Ausführung bewirkt, zu unterschreiben. Ein Wechsel in der Person des ausführenden Unternehmers ist der Polizeibehörde sofort mitzuteilen.

§ 2.

1. Die Eigenschaften der zum Beton zu verwendenden Baustoffe sind erforderlichenfalls durch Zeugnisse einer amtlichen Prüfungsanstalt nachzuweisen. Diese Zeugnisse dürfen in der Regel nicht älter als ein Jahr sein.

2. Es darf nur Portlandzement verwendet werden, der den preufsischen Normen entspricht. Die Zeugnisse über die Beschaffenheit müssen Angaben über Raumbeständigkeit, Bindezeit, Mahlfeinheit sowie über Zug- und Druckfestigkeit enthalten. Von der Raumbeständigkeit und Bindezeit hat sich der Ausführende durch eigene Proben zu überzeugen.

3. Sand, Kies und sonstige Zuschläge müssen zur Betonbereitung und zu dem beabsichtigten Verwendungszwecke geeignet sein. Das Korn der Zuschläge darf nur so grob sein, dafs das Einbringen des Betons und das Einstampfen zwischen den Eiseneinlagen und zwischen der Schalung und den Eiseneinlagen noch mit Sicherheit und ohne Verschiebung der Eisen möglich ist.

§ 3.

Das Verfahren der statischen Berechnung muß mindestens dieselbe Sicherheit gewähren wie die Berechnung nach den Leitsätzen und nach dem Rechnungsverfahren mit Beispielen dieser Bestimmungen. Dies ist auf Erfordern von dem Unternehmer nachzuweisen.

2. Bei noch unerprobter Bauweise kann die Baupolizeibehörde die Zulassung von dem Ausfalle zuvoriger Probeausführungen und Belastungsversuche abhängig machen. Die Belastungsversuche sind bis zum Bruche durchzuführen.

B. Ausführung.

§ 4.

1. Die Baupolizeibehörde kann die Eigenschaften der in der Verarbeitung begriffenen Baustoffe durch eine amtliche Prüfungsanstalt oder in einer sonst ihr geeignet scheinenden Weise feststellen sowie eine Festigkeitsprüfung des aus ihnen hergestellten Betons vornehmen lassen. Die Prüfung der Festigkeit kann auch auf der Baustelle mittels einer Betonpresse, deren Zuverlässigkeit durch eine amtliche Prüfungsanstalt bescheinigt ist, erfolgen.

2. Die für die Prüfung bestimmten Betonkörper müssen Würfelform von 30 cm Seite erhalten. Die Probekörper sind mit der Bezeichnung des Anfertigungstages zu versehen, durch ein Siegel zu kennzeichnen und bis zu ihrer Erhärtung nach Anweisung der Baupolizeibehörde aufzubewahren.

3. Der Zement ist in der Ursprungspackung auf die Verwendungsstelle anzuliefern.

4. Das Mischen des Betons mufs derart erfolgen, dafs die Menge der einzelnen Bestandteile dem vorgesehenen Mischungsverhältnis stets genau entspricht und jederzeit leicht gemessen werden kann. Bei Benutzung von Mefsgefäfsen ist die Füllung zur Erzielung möglichst gleichmäfsig dichter Lagerung in stets gleicher Weise zu bewirken.

§ 5.

1. Die Verarbeitung der Betonmasse mufs in der Regel sofort nach ihrer Fertigstellung begonnen werden und vor Beginn ihres Abbindens beendet sein.

2. Die Betonmasse darf bei warmer und trockener Witterung nicht länger als eine Stunde, bei kühler oder nasser Witterung nicht länger als zwei Stunden unverarbeitet liegen bleiben. Nicht sofort verarbeitete Betonmasse ist vor Witterungseinflüssen, wie Sonne, Wind, starkem Regen zu schützen und vor der Verwendung umzuschaufeln.

3. Die Verarbeitung der eingebrachten Betonmasse muſs stets ohne Unterbrechung bis zur Beendigung des Stampfens durchgeführt werden.

4. Die Betonmasse ist in Schichten von höchstens 15 cm Stärke einzubringen und in einem dem Wasserzusatz entsprechenden Maſse durch Stampfen zu verdichten. Zum Einstampfen sind passend geformte Stampfen von angemessenem Gewicht zu verwenden.

§ 6.

1. Die Eiseneinlagen sind vor der Verwendung sorgfältig von Schmutz, Fett und losem Rost zu befreien. Mit besonderer Sorgfalt ist darauf zu achten, daſs die Eiseneinlagen die richtige Lage und Entfernung voneinander sowie die vorgesehene Form erhalten, durch besondere Vorkehrungen in ihrer Lage festgehalten und dicht mit besonderer, entsprechend feinerer Betonmasse umkleidet werden. Liegen in Balken die Eisen in mehreren Lagen übereinander, so ist jede Lage für sich zu umkleiden. Unterhalb der Eiseneinlagen muſs in Balken noch eine Betonstärke von mindestens 2 cm, in Platten von mindestens 1 cm vorhanden sein.

2. Die Schalungen und Stützen der Decken und Balken müssen vollkommenen Widerstand gegen Durchbiegungen und ausreichende Festigkeit gegen die Einwirkungen des Stampfens bieten. Die Schalungen sind so anzuordnen, daſs sie unter Belassung der bis zur völligen Erhärtung des Betons notwendigen Stützen gefahrlos entfernt werden können. Zu den Stützen sind tunlichst nur ungestoſsene Hölzer zu verwenden. Sind Stöſse unvermeidlich, so müssen die Stützen an den Stoſsstellen fest und sicher verbunden werden.

3. Verschalungen von Säulen sind so anzuordnen, daſs das Einbringen und Einstampfen der Betonmasse von einer offenen, mit dem Fortschreiten der Arbeit zu schlieſsenden Seite erfolgen und ganz genau beobachtet werden kann.

4. Von der Beendigung der Einschalung und dem beabsichtigten Beginn der Betonarbeiten in jedem einzelnen Geschosse ist der Baupolizeibehörde mindestens drei Tage vorher Anzeige zu machen.

§ 7.

1. Die einzelnen Betonschichten müssen tunlichst frisch auf frisch verarbeitet werden; auf alle Fälle ist die Oberfläche der älteren Schicht aufzurauhen.

2. Beim Weiterbau auf erhärtetem Beton muſs die alte Oberfläche aufgerauht, sauber abgekehrt, angenäſst und unmittelbar vor Aufbringen neuer Betonmasse mit einem dünnen Zementbrei eingeschlämmt werden.

§ 8.

Bei der Herstellung von Wänden und Pfeilern in mehrgeschossigen Gebäuden darf mit der Ausführung in dem höheren Geschoſs erst nach ausreichender Erhärtung dieser Bauteile in den darunterliegenden Geschossen begonnen werden. Von der Fortsetzung der Arbeiten im höheren Geschoſs ist der Baupolizeibehörde mindestens drei Tage vorher Nachricht zu geben.

§ 9.

1. Bei Frostwetter darf nur in solchen Fällen gearbeitet werden, wo schädliche Einwirkungen des Frostes durch geeignete Maſsnahmen ausgeschlossen sind. Gefrorene Baustoffe dürfen nicht verwendet werden.

2. Nach längeren Frostzeiten (§ 11) darf beim Eintritt milderer Witterung die Arbeit erst wieder aufgenommen werden, nachdem die Zustimmung der Baupolizeibehörde dazu eingeholt ist.

§ 10.

1. Bis zur genügenden Erhärtung des Betons sind die Bauteile gegen die Einwirkungen des Frostes und gegen vorzeitiges Austrocknen zu schützen, sowie vor Erschütterungen und Belastungen zu bewahren.

2. Die Fristen, die zwischen der Beendigung des Einstampfens und der Entfernung der Schalungen und Stützen liegen müssen, sind von der jeweiligen Witterung, von der Stützweite und dem Eigengewicht der Bauteile abhängig. Die seitliche Schalung der Balken, die Einschalung der Stützen sowie die Schalung von Deckenplatten darf nicht vor Ablauf von acht Tagen, die Stützung der Balken nicht vor Ablauf von drei Wochen beseitigt werden. Bei gröſseren Stützweiten und Querschnittsabmessungen sind die Fristen u. Umst. bis zu sechs Wochen zu verlängern.

3. Bei mehrgeschossigen Gebäuden darf die Stützung der unteren Decken und Balken erst dann entfernt werden, wenn die Erhärtung der oberen so weit vorgeschritten ist, daſs diese sich selbst zu tragen vermögen.

4. Ist das Einstampfen erst kurze Zeit vor Eintritt von Frost beendet, so ist beim Entfernen der Schalung und der Stützen besondere Vorsicht zu beachten.

5. Tritt während der Erhärtungsdauer Frost ein, so sind mit Rücksicht darauf, dafs die Erhärtung des Betons durch den Frost verzögert wird, die in Abs. 2 genannten Fristen um die Dauer der Frostzeit zu verlängern.

6. Beim Entfernen der Schalungen und Stützen müssen durch besondere Vorkehrungen (Keile, Sandtöpfe u. dgl.) Erschütterungen vermieden werden.

7. Von der beabsichtigten Entfernung der Schalungen und Stützen ist der Baupolizeibehörde rechtzeitig, u. zw. mindestens 3 Tage vorher Anzeige zu machen.

§ 11.

Ueber den Gang der Arbeiten ist ein Tagebuch zu führen und auf der Baustelle stets zur Einsichtnahme bereit zu halten. Frosttage sind darin unter Angabe der Kältegrade und der Stunde ihrer Messung besonders zu vermerken.

C. Abnahme.

§ 12.

1. Bei der Abnahme müssen die Bauteile an verschiedenen, von dem abnehmenden Beamten zu bestimmenden Stellen frei liegen, so dafs die Art der Ausführung zu erkennen ist. Auch bleibt es vorbehalten, die einwandfreie Herstellung, den erreichten Erhärtungsgrad und die Tragfähigkeit durch besondere Versuche festzustellen.

2. Bestehen über das Mischungsverhältnis und den Erhärtungsgrad begründete Zweifel, so können Proben aus den fertigen Bauteilen zur Prüfung entnommen werden.

3. Werden Probebelastungen für nötig erachtet, so sind diese nach Angabe des abnehmenden Beamten vorzunehmen. Dem Bauherrn und dem Unternehmer wird rechtzeitig davon Kenntnis gegeben und die Beteiligung anheimgestellt. Probebelastungen sollen erst nach 45tägiger Erhärtung des Betons vorgenommen und auf den nach Ermessen der Baupolizeibehörde unbedingt notwendigen Umfang beschränkt werden.

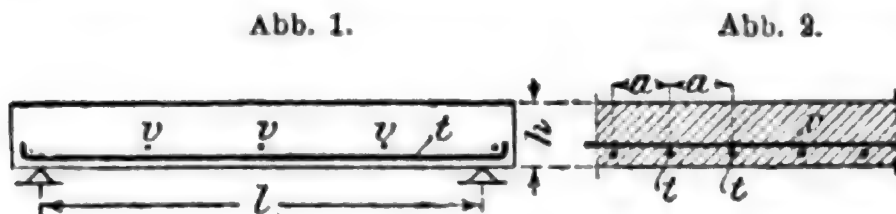
4. Bei der Probebelastung von Deckenplatten und Balken ist folgendermafsen zu verfahren. Bei Belastung eines ganzen Deckenfeldes soll, wenn mit g das Eigengewicht und mit p die gleichmäfsig verteilte Nutzlast bezeichnet wird, die Auflast den Wert von $0{,}5\,g + 1{,}5\,p$ nicht übersteigen. Bei höheren Nutzlasten als 1000 kg/qm können Ermäfsigungen bis zur einfachen Nutzlast eintreten. Soll nur ein Streifen des Deckenfeldes zur Probe belastet werden, so ist die Auflast in der Deckenmitte gleichmäfsig auf einem Streifen zu verteilen, dessen Länge gleich der Spannweite und dessen Breite ein Drittel der Spannweite, mindestens aber 1 m ist. Die Auflast soll hierbei den Wert von $g + 2\,p$ nicht übersteigen. Als Eigenlast gelten die sämtlichen zur Herstellung der Decken und Fufsböden bestimmten Bauteile, als Nutzlasten die in § 16 Ziffer 3 aufgeführten erhöhten Werte (S. 234).

5. Bei Probebelastungen von Stützen ist ein ungleichmäfsiges Setzen der Bauteile und eine das zulässige Mafs überschreitende Belastung des Untergrundes zu verhüten.

II. Grundformen.

a. Platten und Plattenbalken.

Abb. 1 und 2: **Grundform für eine beiderseits frei aufliegende Deckenplatte.** Nur positive Momente, deshalb Zugspannungen nur in der unteren Zone. Tragstäbe t für l m Spannweite berechnet. v sind Verteilungsstäbe (Drähte von etwa 5 mm Durchm.), die die Tragstäbe in der Querrichtung verbinden, um ihnen beim Stampfen einen sicheren Halt zu geben und den Druck zusammengedrängter Lasten gleichmäfsig auf die Tragstäbe zu verteilen. Die Stäbe t sind zur Erhöhung der Tragfähigkeit der Platte soweit als möglich nach unten zu legen;



lichter Abstand bis zur Plattenunterkante 1 bis 1,5 cm. Einlagen sind an den Enden umzubiegen. Gewöhnliche Entfernung $a = 7$ bis 16 cm.

Abb. 3: Träger ebenfalls frei aufliegend. Infolge **Auskragung** negative Momente über dem linken Auflager, weshalb die Tragstäbe dort oben liegen. Verteilungsstäbe durchweg so angeordnet, dafs die Tragstäbe der am stärksten beanspruchten Zugfaser so nahe als möglich zu liegen kommen.

Abb. 3.

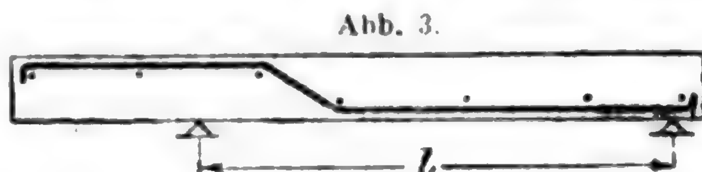


Abb. 4: **Grundformen für beiderseits eingespannte Deckenplatten.** Positives Moment in Balkenmitte, daher Einlagen unten. Negative Momente an den Einspannstellen, daher Einlagen dort oben. Bei vollkommener Einspannung (Abb. 4a) sind sämtliche Eisen nach oben geführt. Bei teilweiser Einspannung (Abb. 4b) wird nur ein Teil nach oben geführt. Im allgemeinen ist bei einfachen Decken wohl immer ein kleiner Grad der Einspannung vorhanden, weshalb es sich stets empfiehlt, etliche Einlagen abwechselnd aufzubiegen. Anderseits ist vollkommene Einspannung gemäfs Abb. 4a praktisch kaum ausführbar.

Abb. 4a. Abb. 4b.

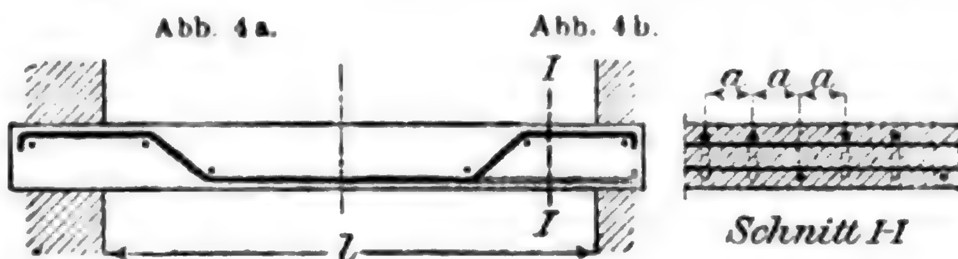


Abb. 5.

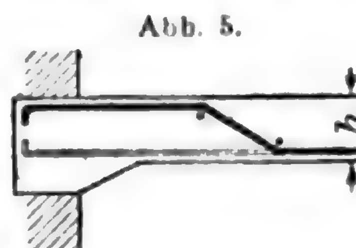


Abb. 5: **Voutenverstärkung** vergröfsert die Querschnittsfläche an der Einspannstelle. Die Nutzhöhe $h-a$ (Abb. 6) wird gröfser, so dafs man gegebenenfalls trotz des rechnerisch gröfseren negativen Einspannungsmomentes mit den Einlagen für das $+M_{max}$ auskommen kann. Vouten stets empfehlenswert, auch bei — vermeintlich — vollkommen freier Auflagerung.

Abb. 6: **Einlagen in der Druckzone** vermindern die Deckenstärke. Die Höhe h_1 kann durch Einfügung von Druckeinlagen auf h verringert werden. Durchgehende Doppeleinlagen verteuern aber die Decken und sind wirtschaftlich eigentlich nur dann berechtigt, wenn die Konstruktionshöhe verringert werden soll. Wichtig für Einspannstellen.

Abb. 7. Abb. 6.

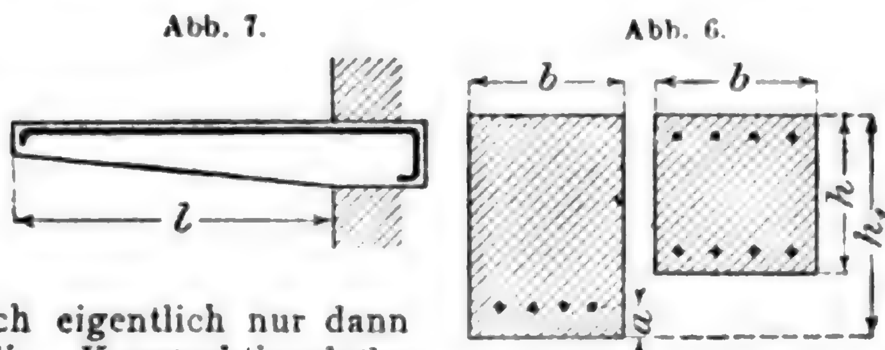
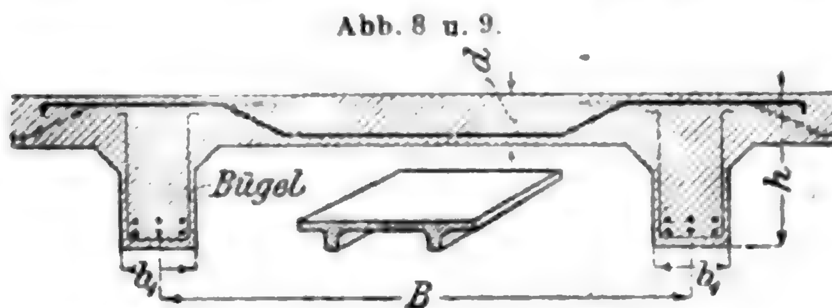


Abb. 7: **Grundform für die Konsolplatte.** Einseitig eingespannt; daher Zugspannungen nur oben. Gute Verankerung der Tragstäbe vorteilhaft.

Abb. 8 u. 9: **Grundform einer Rippendecke** (Plattenbalken). Wirtschaftlich bei Deckenspannweiten $\gtreqless$ 2 bis 3,5 m, gewöhnliche Nutzlasten vorausgesetzt. Platte läuft ununterbrochen über die Rippen fort. In jedem Falle ist Voutenanschlufs zu empfehlen. Tragstäbe der Platte in Feldmitte unten und über den Rippen oben. Für die Trageisen der Rippen gilt das gleiche, wie für die Platten angegeben. Ein Teil der Eisen am Auflager ist stets nach oben zu führen. Zwischen Eisen- und Rippenunterkante sind mindestens 2 cm Raum zu lassen. Ueber Bügel vgl. S. 250. Je kleiner die Rippenteilung B, desto dünner die Platte; für gewöhnlich $B = 2$ bis 3 m.

Abb. 8 u. 9.



b. Gewölbe.

Gewölbe in Eisenbeton können aufser Druck- auch noch Zugspannungen aufnehmen; daher geringe Scheitel- und Kämpferstärken.

Abb. 10 u. 11: Gewölbe mit einfacher Eiseneinlage in der Leibungszone. Rückenfläche gewölbt oder gerade. Nur im einfachen Hoch- und Tiefbau anwendbar, wenn sich die Bogenform der Parabel nähert. Verteilungseisen wie üblich.

Abb. 10. Abb. 11.

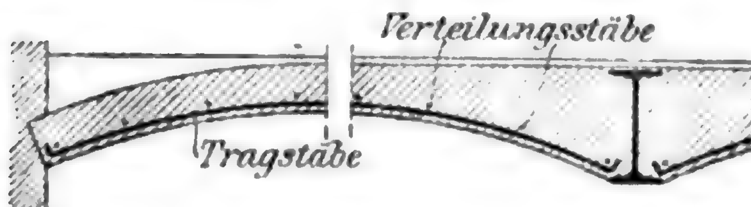


Abb. 12.

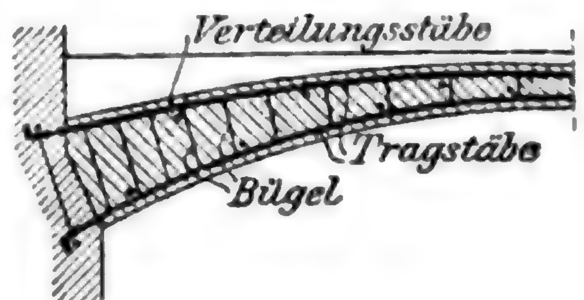
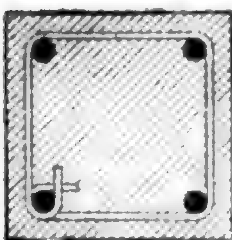


Abb. 12: Gewölbe mit doppelter Eiseneinlage und stärker werdendem Querschnitt nach den Kämpfern hin, Anwendung im Brückenbau. Die Verbindung beider Eisennetze — insbesondere an den Kämpfern — erfolgt durch Bügel.

Abb. 13.



c. Stützen.

Querschnitt zumeist quadratisch. Haupteisen gemäfs Abb. 13 möglichst an der Aufsenwand und in Abständen von 15 bis 40 cm durch Drahtbügel miteinander verbunden (Abb. 33 S. 252).

III. Theorie des Eisenbetons.

1. Amtliche Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten,

vom 24. Mai 1907, herausgegeben vom preufsischen Minister der öffentlichen Arbeiten.

Leitsätze für die statische Berechnung.

A. Eigengewicht.

§ 13.

1. Das Gewicht des Betons einschliefslich der Eiseneinlagen ist zu 2400 kg für das Kubikmeter anzunehmen, sofern nicht ein anderes Gewicht nachgewiesen wird.

2. Bei Decken ist aufser dem Gewicht der tragenden Bauteile das Gewicht der zur Bildung des Fufsbodens dienenden Baustoffe nach bekannten Einheitsätzen zu ermitteln.

B. Ermittlung der äufseren Kräfte.

§ 14.

1. Bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen sind die Angriffsmomente und Auflagerkräfte je nach der Art der Belastung und Auflagerung den für frei aufliegende oder durchgehende Balken geltenden Regeln gemäfs zu berechnen.

2. Bei frei aufliegenden Platten ist die Freilänge zuzüglich der Deckenstärke in der Feldmitte, bei durchgehenden Platten die Entfernung zwischen den Mitten der Stützen als Stützweite in die Berechnung einzuführen. Bei Balken gilt die um die erforderliche Auflagerlänge vergröfserte freie Spannweite als Stützweite.

3. Bei Platten und Balken, die über mehrere Felder durchgehen, darf, falls die wirklich auftretenden Momente und Auflagerkräfte nicht rechnerisch nach den für durchgehende Balken geltenden Regeln unter Voraussetzung freier Auflagerung auf den Mittel- und Endstützen oder durch Versuche nachgewiesen werden, das Biegungsmoment in den Feldmitten zu vier Fünfteln des Wertes angenommen werden, der bei einer auf zwei Stützen frei aufliegenden Platte vorhanden sein würde. Ueber den Stützen ist dann das negative Biegungsmoment so grofs wie das Feldmoment bei beiderseits freier Auflagerung anzunehmen. Als durchgehend dürfen nach dieser Regel Platten und Balken nur dann berechnet werden, wenn sie überall auf festen, in einer Ebene liegenden Stützen oder auf Eisenbetonbalken aufliegen. Bei Anordnung der Eiseneinlagen ist unter allen Umständen die Möglichkeit des Auftretens negativer Momente sorgfältig zu berücksichtigen.

4. Bei Balken darf ein Einspannungsmoment an den Enden nur dann in Rechnung gestellt werden, wenn besondere bauliche Vorkehrungen eine sichere Einspannung nachweislich gewährleisten.

5. Die rechnerische Annahme des Zusammenhanges darf nicht über mehr als drei Felder ausgedehnt werden. Bei Nutzlasten von mehr als 1000 kg/qm ist die Berechnung auch für die ungünstigste Lastverteilung anzustellen.[1])

6. Bei Plattenbalken darf die Breite des plattenförmigen Teiles von der Balkenmitte ab nach jeder Seite mit nicht mehr als einem Sechstel der Balkenlänge in Rechnung gestellt werden.

7. Ringsum aufliegende, mit sich kreuzenden Eiseneinlagen versehene Platten können bei gleichmäfsig verteilter Belastung, wenn ihre Länge a weniger als das Ein- und Einhalbfache ihrer Breite b beträgt, nach der Formel $M = \frac{p\,b^2}{12}$ berechnet werden. Gegen negative Angriffsmomente an den Auflagern sind Vorkehrungen durch Form und Lage der Eisenstäbe zu treffen.

8. Die rechnungsmäfsig sich ergebende Dicke der Platten und der plattenförmigen Teile der Plattenbalken ist überall auf mindestens 8 cm zu bringen.

9. Bei Stützen ist auf die Möglichkeit einseitiger Belastung Rücksicht zu nehmen.

---

[1]) Nach d. Runderlafs v. 11. 4. 08 ist auch für kleinere Nutzlasten als 1000 kg/qm die Berechnung mit gleichmäfsig über alle Felder verteilter Nutzlast nicht zulässig. Die Bestimmung unter 5. bezweckt nur, die Anstellung einer Vergleichsberechnung mit dem Ergebnis nach 3. zu sichern.

C. Ermittlung der inneren Kräfte.

§ 15.

1. Das Elastizitätsmaſs des Eisens ist zu dem Fünfzehnfachen von dem des Betons anzunehmen, wenn nicht ein anderes Elastizitätsmaſs nachgewiesen wird.

2. Die Spannungen im Querschnitt des auf Biegung beanspruchten Körpers sind unter der Annahme zu berechnen, daſs sich die Ausdehnungen wie die Abstände von der Nullinie verhalten und daſs die Eiseneinlagen sämtliche Zugkräfte aufzunehmen vermögen.

3. Bei Bauten oder Bauteilen, die der Witterung, der Nässe, den Rauchgasen und ähnlichen schädlichen Einflüssen ausgesetzt sind, ist auſserdem nachzuweisen, daſs das Auftreten von Rissen im Beton durch die vom Beton zu leistenden Zugspannungen vermieden wird.

4. Schubspannungen sind nachzuweisen, wenn Form und Ausbildung der Bauteile ihre Unschädlichkeit nicht ohne weiteres erkennen lassen. Sie müssen, wenn zu ihrer Aufnahme keine Mittel in der Anordnung der Bauteile selbst gegeben sind, durch entsprechend gestaltete Eiseneinlagen aufgenommen werden.

5. Die Eiseneinlagen sind möglichst so zu gestalten, daſs die Verschiebung gegen den Beton schon durch ihre Form verhindert wird. Die Haftspannung ist stets rechnerisch nachzuweisen.

6. Die Berechnung der Stützen auf Knicken soll erfolgen, wenn ihre Höhe mehr als das Achtzehnfache der kleinsten Querschnittsabmessung beträgt. Durch Querverbände ist der Abstand der eingelegten Eisenstäbe unveränderlich gegeneinander festzulegen. Der Abstand dieser Querverbände muſs annähernd der kleinsten Abmessung der Stütze entsprechen, darf aber nicht über das Dreiſsigfache der Stärke der Längsstäbe hinausgehen.

7. Zur Berechnung der Stützen auf Knicken ist die Eulersche Formel anzuwenden.

D. Zulässige Spannungen.

§ 16.

1. Bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen soll die Druckspannung des Betons den sechsten Teil seiner Druckfestigkeit, die Zug- und Druckspannung des Eisens den Betrag von **1000 kg/qcm** nicht übersteigen.[2])

2. Wird in den unter § 15, Ziffer 3 bezeichneten Fällen die Zugspannung des Betons in Anspruch genommen, so sind als zulässige Spannung zwei Drittel der durch Zugversuche nachgewiesenen Zugfestigkeit des Betons anzunehmen. Bei fehlendem Zugfestigkeitsnachweis darf die Zugspannung nicht mehr als ein Zehntel der Druckfestigkeit betragen.

3. Dabei sind folgende Belastungswerte anzunehmen:

a) Bei mäſsig erschütterten Bauteilen, z. B. bei Decken von Wohnhäusern, Geschäftsräumen, Warenhäusern: die wirklich vorhandene Eigen- und Nutzlast,

b) bei Bauteilen, die stärkeren Erschütterungen oder stark wechselnder Belastung ausgesetzt sind, wie z. B. bei Decken in Versammlungsräumen, Tanzsälen, Fabriken, Lagerhäusern: die wirkliche Eigenlast und die bis zu 50 % erhöhte Nutzlast,

c) bei Belastungen mit starken Stöſsen, wie z. B. bei Kellerdecken unter Durchfahrten und Höfen: die wirkliche Eigenlast und die bis zu 100 % erhöhte Nutzlast.

4. In Stützen darf der Beton mit nicht mehr als einem Zehntel seiner Druckfestigkeit beansprucht werden. Bei Berechnung der Eiseneinlagen auf Knicken ist fünffache Sicherheit nachzuweisen.

5. Die Schubspannung des Betons darf das Maſs von 4,5 kg/qcm nicht überschreiten. Wird gröſsere Schubfestigkeit nachgewiesen, so darf die auftretende Spannung nicht über ein Fünftel dieser Festigkeit hinausgehen.

6. Die Haftspannung darf die zulässige Schubspannung nicht überschreiten.

---

2. Runderlaſs, betreffend Berechnung von Säulen aus eisenumschnürtem Beton.

Berlin, den 18. September 1909.

Neuerdings werden bei Bauausführungen mehrfach Säulen aus eisenumschnürtem Beton nach einer von A. Considère hierfür angegebenen Ausbildungsweise in An-

---

[2]) Vgl. hierzu die Bestimmungen des Polizeipräsidenten von Berlin vom 15. Mai 1913, S. 236.

wendung gebracht. Der Zulassung solcher Säulen will ich nicht entgegen sein, wenn dabei die nachstehende Berechnungsweise zugrunde gelegt wird:

ist F_b der gesamte Betonquerschnitt,

F_e der gesamte Querschnitt der senkrechten Eiseneinlage,

F_s' der Querschnitt einer gedachten, ebenfalls senkrechten Eiseneinlage, der entsteht, wenn die in der steigenden Einheit der Säule vorhandene Eisenmenge der Umschnürung in eine auf die gleiche Länge mit gleicher Menge angenommene Längseinlage umgewandelt ist,

so wird mit dem hieraus gebildeten ideellen Säulenquerschnitt

$F_i = F_b + 15\,F_e + 30\,F_s'$ die zulässige Belastung P der Säule bestimmt aus

$P = \sigma_b \,.\, F_i$, worin σ_b die nach den bestehenden Vorschriften zulässige Druckspannung des Betons in Stützen bedeutet.

Der aus vorstehender Formel entstehende gröfsere Querschnitt F_i wird jedoch nur so lange gestattet, als er über $2\,F_b$ nicht hinausgeht.

Als Anhalt für die Berechnungsweise der umschnürten Säulen diene folgendes Beispiel:

Eine Säule von 45 cm Durchm. und $F_b = 1590$ qcm hat 6 Längseinlagen von je 2,0 cm Durchm. oder $F_e = 6 \,.\, 3{,}14 = 18{,}84$ qcm. Die um die Längseisen laufende Umschnürung hat bei 40 cm Durchm. der Spiralringe auf das steigende Meter Säule 20 Eisenringe von je 1,4 cm Durchm. und $F_s = 1{,}54$ qcm, so dafs sich für das steigende Meter Säule F_s' aus der Gleichung ergibt

$$F_s' \,.\, 1{,}0 = 20 \,.\, 3{,}14 \,.\, 0{,}40 \,.\, 1{,}54 = 38{,}68 \text{ qcm}$$

und mithin

$$F_i = 1590 + 15 \,.\, 18{,}84 + 30 \,.\, 38{,}68 = 3033 \text{ qcm} < 2 \,.\, 1590 = 3180 \text{ qcm}$$

Haben die Probewürfel eine Druckfestigkeit von 200 kg/qcm besessen, so ist eine zulässige Druckspannung der Säule von $\frac{200}{10} = 20$ kg/qcm vorhanden, und es kann somit eine Belastung der Säule zugelassen werden

$$P = 20 \,.\, 3{,}033 = 60{,}7 \text{ t}.$$

Die Knickfestigkeit ist nach den bestehenden Vorschriften nachzuweisen.

Berlin, den 21. Dezember 1909.

In Ergänzung meiner Rundverfügung vom 18. September d. J. III B 8. 332 B. D. A. I D 16786, die Zulassung von Säulen aus eisenumschnürtem Beton betreffend, weise ich darauf hin, dafs das dort angegebene Rechnungsverfahren nicht allein bei Ausführungen nach der Considèreschen Ausbildungsweise, sondern ebenso auch bei anderen spiralartigen Querbewehrungen zugrunde zu legen ist, die auf die Tragfähigkeit des Eisenbetons dieselbe Wirkung ausüben.

Berlin, den 9. Februar 1912.

Die durch meine Erlasse vom 18. September und 21. Dezember 1909 zunächst für Säulen zugelassene Bewehrung des Eisenbetons mit eingelegten Eisendrahtspiralen oder ähnlichen Wicklungen kann unbedenklich auch zur Verstärkung der Druckschicht von Eisenbetonbalken verwendet werden. Auch darf die Berechnung derartig bewehrter Balken nach den im Erlasse vom 18. September 1909 für Säulen angegebenen Verfahren erfolgen.

Die für diese Berechnung anzunehmende Betondruckkraft kann in der Weise ermittelt werden, dafs die gröfste Randspannung des Betons, die sich nach der gewöhnlichen Berechnungsweise in dem Eisenbetonbalken unter Nichtberücksichtigung der Eiseneinlagen in der Druckzone ergibt, mit dem Inhalt der umschnürten Querschnittsfläche multipliziert wird.

---

3. Runderlafs, betreffend baupolizeiliche Behandlung ebener massiver Decken bei Hochbauten.

Berlin, den 21. Januar 1909.

Die Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten vom 24. Mai 1907 finden auf ebene Decken aus Ziegelsteinen mit Eisen-

einlagen sinngemäfse Anwendung, sofern die statischen Verhältnisse, namentlich die Form und Lage der Eisenstäbe, den Voraussetzungen entsprechen, die den genannten Bestimmungen im II. und III. Abschnitt zugrunde liegen. Das Elastizitätsmafs des Ziegelkörpers kann dabei zum fünfundzwanzigsten Teile von dem des Eisens angenommen werden ($n = 25$).

Die bei der Biegung in der Steinlage auftretende gröfste Druckspannung soll, die Verwendung von Zementmörtel vorausgesetzt, nicht 15 % der durch amtliche Zeugnisse nachzuweisenden Druckfestigkeit der Steine überschreiten, in keinem Falle aber mehr als 35 kg/qcm betragen. Eine zur Erhöhung der Tragfestigkeit aufgebrachte Betonschicht bleibt, wenn sie weniger als 3 cm stark ist, bei der Tragfähigkeitsberechnung aufser Betracht; bei mindestens 3 cm, aber nicht mehr als 5 cm Stärke kann die Tragfähigkeit nach obigen Vorschriften für Steindecken mit Eiseneinlagen, also mit $n = 25$ berechnet werden. Fällt jedoch die Nullinie innerhalb dieser Betonschicht oder hat letztere eine gröfsere Stärke als 5 cm, dann ist die Decke stets als eine Eisenbetondecke nach den Bestimmungen vom 24. Mai 1907, also mit $n = 15$ zu berechnen, wobei die Ziegelsteine nur als Ausfüllung der Zugzone zu betrachten sind. Das Mischungsverhältnis der Betonschicht darf nicht magerer sein als 1 Raumteil Zement auf drei Raumteile Kiessandgemenge.

Die Schubbeanspruchung der Deckensteine darf das Mafs von 2,5 kg/qcm nicht überschreiten.

Plattenförmige Decken, die beiderseits auf den unteren Flanschen eiserner Träger aufruhen und dicht an die Stege dieser Träger anschliefsen, dürfen als halb eingespannt angesehen und nach der Formel $M = \frac{p l^2}{10}$ berechnet werden. Werden die Decken indessen nach Art von Plattenbalken in der Weise ausgebildet, dafs die eisernen Träger nur von einzelnen, mehr oder weniger scharf ausgebildeten Balken belastet werden und die Ziegelsteinplatte nur die Zwischenräume dieser Balken überdeckt oder ausfüllt, so sind sie nur als frei aufliegend anzusehen. Das gleiche gilt von solchen Decken, die nicht unmittelbar auf dem unteren Trägerflansch, sondern auf einem überhöhten Auflager aufruhen.

Die Uebereinstimmung der Güte der zur Verwendung kommenden Ziegelsteine mit der durch die Prüfungszeugnisse amtlicher Untersuchungsanstalten nachgewiesenen ist fortdauernd sorgfältig zu überwachen. Daher ist eine Wiederholung der Prüfung durch solche Anstalten nach den Weisungen und unter entsprechender Mitwirkung der Polizeiverwaltung in angemessenen Zwischenräumen erforderlich.

Auf ebene Decken ohne Eiseneinlagen sind vorstehende Vorschriften nicht anwendbar. Wenn sie nach ihrer Einzelgestaltung nicht als gewölbeartige Konstruktionen angesehen und berechnet werden können, wird ihre Tragfähigkeit in der Regel durch Probebelastungen, die bis zum Bruche durchgeführt werden, zu ermitteln sein. Als zulässige Nutzlast ist ein Zehntel der aufgebrachten Probelast, die den Bruch herbeiführte, anzusehen. Die Genehmigung ist nur für die bei den Probedecken gewählte Spannweite, Stärke und Auflagerungsart zu erteilen, auch wenn die Bruchlast mehr als das Zehnfache der beabsichtigten Nutzlast betragen sollte.

Wegen der Verpflichtung zur Tragung der Kosten, welche durch die baupolizeiliche Prüfung der vorerwähnten Konstruktionen, die Ueberwachung ihrer Ausführung und die Bauabnahme entstehen, gilt das im Erlasse vom 16. April 1904 (III B 2786) Gesagte.

---

4. Bestimmungen des Polizeipräsidenten von Berlin, betreffend Eisenbetonkonstruktionen bei Hochbauten, vom 15. Mai 1913.

Der Herr Minister der öffentlichen Arbeiten hat durch Runderlafs vom 22. April 1913 die Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten vom 24. Mai 1907 (Zentralbl. Bauv. S. 301) durch folgenden Zusatz zu § 16 Ziffer 1 ergänzt:

„Die Zug- und Druckspannung des Eisens darf bis zu 1200 kg/qcm gesteigert werden, wenn das zu verwendende Eisen eine über das gewöhnliche Mafs hinausgehende Festigkeit besitzt, und zwar soll die Zugfestigkeit bei geringer Stärke der Eisenstäbe (10 mm) mindestens 4200, bei gröfserer Stärke (30 mm) mindestens 3800 kg/qcm betragen. Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten. Dabei darf die aus Zerreifsversuchen durch das erste Abfallen der Wage ermittelte Streckgrenze nicht weniger als das 0,6- und nicht mehr als das 0,7 fache der Zugfestigkeit betragen. Ferner soll die Bruchdehnung mindestens 25 % erreichen. Diese Festigkeitswerte sind

auf Verlangen nachzuweisen. Bei der Kalt-Biegeprobe mufs der lichte Durchmesser der Schleife an der Biegestelle gleich der halben Dicke des Stabes sein, wobei keine Risse entstehen dürfen."

Soll bei Eisenbeton- oder Steineisenkonstruktionen eine höhere Beanspruchung des Eisens als 1000 kg/qcm zugelassen werden, so ist die nach obigen Vorschriften erforderliche Festigkeit des Eisens bei der Einreichung der statischen Berechnung durch ein Prüfungszeugnis des Königlichen Materialprüfungsamtes in Berlin-Lichterfelde nachzuweisen.

Ich behalte mir vor, in einzelnen Fällen die Festigkeit der tatsächlich verwendeten Eisen auf Kosten des Unternehmers bei dem Materialprüfungsamt nachprüfen zu lassen.

Die bei den einzelnen Eisenstärken erforderliche Zugfestigkeit und Streckgrenze geht aus folgender Tafel hervor:

Durchmesser mm	Fläche qcm	Zugfestigkeit kg/qcm	Streckgrenze kg/qcm mindestens	Streckgrenze kg/qcm höchstens
10	0.7854	4200	[illegible]	[illegible]
15	1,767	4138	[illegible]	[illegible]
20	3.142	4050	2430	2835
25	4.909	[illegible]	[illegible]	[illegible]
30	7.069	3800	2280	[illegible]

Bei Flach- und Bandeisen ist die Kalt-Biegeprobe nach der flachen Seite vorzunehmen.

5. Festigkeiten und zulässige Beanspruchungen der Baustoffe.

(Vgl. hierzu auch I. Bd., 4. Abschn., Festigkeitslehre.)

a. Biegungsdruckfestigkeiten.

Nach Versuchen beträgt bei Mischungen 1 : 4 bis 1 : 2 : 4 die gröfste Druckfestigkeit ungefähr 200 bis 240 kg/qcm. Diesem Wert entspricht — bei 6facher Sicherheit — eine zulässige Biegungsdruckspannung von etwa **30 bis 40 kg/qcm.** Bei mageren Mischungen natürlich niedrigere Spannungsgrenzen. Schotter liefert in der Regel höhere Druckfestigkeiten als Grobkies. Nach den (preufs.) amtl. Best. soll für die Bestimmung der zulässigen Biegungsdruckfestigkeit die sogenannte Würfelfestigkeit*) nach 28tägiger Erhärtungsdauer maßgebend sein.

Erfahrungsgemäfs ist bei Biegung der Bruch nur dann von der Druckfestigkeit des Betons abhängig, wenn $f_e \gtrless 1{,}5\,\%$ des Gesamtquerschnitts, also nur bei besonders kräftiger Bewehrung und geringer Nutzhöhe.

b. Druckfestigkeiten der Stützen.

Bei 10facher Sicherheit ist die zulässige Spannung **18 bis 24 kg/qcm.** Rechnet man mit nicht so hoher Sicherheit, so könnten als Grenzwerte etwa 30 bis 40 kg/qcm — je nach Stockwerkshöhe — angesehen werden (vgl. auch die tabellarische Zusammenstellung auf S. 242).

*) Unter Würfelfestigkeit ist die Druckfestigkeit würfelförmiger Körper zu verstehen. Die Festigkeitszahlen sind abhängig von der Form der Probekörper, insbesondere von dem Verhältnis der Seitenlänge zur Höhe. Ist das Verhältnis klein (Mörtelfugen), so ist die Druckfestigkeit hoch; in umgekehrtem Fall erfolgt der Bruch durch Ueberwindung der Schubfestigkeit. Bei Biegungskörpern ist die Druckfestigkeit nach Emperger etwa zweimal so grofs als die Würfelfestigkeit und die verlangte Höchstspannung von $^1/_6$ der Druckfestigkeit gleichbedeutend mit einer etwa 11 fachen Sicherheit.

Druckversuche mit reinem, unbewehrtem Beton

Sanders ermittelte bei 1 Monat alten Körpern:

140 kg/qcm bei Mischung 1 : 3 Sand,
165 „ „ „ 1 : 3 Sand : 3 Kies,
180 „ „ „ 1 : 2 Sand,
200 „ „ „ 1 : 2 Sand : 2 Kies.

Burchartz fand: rd. 204 kg/qcm bei Mischung 1 : 4 Kiessand (7,5 % Wasser),
„ 131 „ „ „ 1 : 4 „ (12 % „).

Ergebnisse des Berliner Materialprüfungsamtes:

Alter	28 Tage	3 Monate	1 Jahr	3 Jahre
Mischung 1 : 3	219	264	293	308
„ 1 : 4	164	226	283	320
„ 1 : 5	101	140	181	205

Aus den Versuchen von C. Bach ergibt sich folgendes:*)

Je dichter der Beton, um so gröfser die Druckfestigkeit; Maschinenmischung gibt höhere Festigkeitswerte; man erzielt mit Schotter gröfsere Festigkeiten als mit Grobkies.

Beim Bau der Munderkinger Betonbrücke fand man durch Proben, dafs sich die Druckfestigkeit ein und desselben Betons (1 : $2\frac{1}{2}$: 5) nach 3 Jahren mehr als verdoppelte. Die Festigkeit von 202 kg/qcm nach 7 Tagen stieg allmählich auf 570 kg/qcm nach 9 Jahren.

Druckversuche mit eisenbewehrtem Beton.

C. Bach ermittelte an 3 Monate alten prismatischen Körpern von 1 m Länge und 25 · 25 cm Querschnittfläche 168 bis 205 kg/qcm Druckfestigkeit; Mischung war 1 : 4 mit 15 % Wasser. Die Bewehrung der einzelnen Probekörper war verschieden: 4 Rundstäbe von 15, 20 und 30 mm; Bügel von 7 mm Durchm. in Entfernungen von 6,25 bis 25 cm.

Durch Vermehrung des Querschnittes der Längseisen erzielt man keine nennenswerte Vergröfserung der Tragfähigkeit, wohl aber durch Verringerung der Bügelentfernungen. Die Tragfähigkeit der Pfeiler kann also durch Vergröfserung der Haupteinlage nur unwesentlich erhöht werden.

Die Druckelastizitätszahl des reinen Betons kann auch beim Eisenbetonbau angewendet werden.**)

Gary ermittelte bei 3 Monate alten Stützen (25 . 25 cm Querschnitt und 3,22 m Höhe, Mischung 1 : 4, 4 Rundeisen von 30 mm Durchm., also 4,5 %) eine Bruchbelastung von rd. 256 kg/qcm.

c. Biegungs-Zugfestigkeiten.

Zulässiger Grenzwert etwa **15 bis 20 kg/qcm.** Die Zugfestigkeit ist wesentlich geringer als die Druckfestigkeit ($^1/_{10}$ bis $^1/_{15}$ davon) und bei fetter Mischung gröfser als bei magerer.

Mörsch verwendete 1 m lange und 3 Monate alte Probekörper von 15 cm Breite und 20 cm Höhe, belastete diese in Balkenmitte bis zum Bruch und fand folgende Werte: bei Mischung 1 : 3, 1 : 4, 1 : 7 und 8 % Wasserzusatz: 21,4, 16,1 und 13,3; bei denselben Mischungen und 14 % Wasserzusatz 23,2, 16,7 und 12,8 kg/qcm.

Auf Grund einer rechnerischen Nachprüfung der Labesschen Vorschrift***) betreffs Berechnung der Zugspannungen sind an Hand der Ergebnisse von Biegeversuchen u. a. folgende Feststellungen gemacht worden:

1. die rechnungsmäfsige Biegezugfestigkeit für nicht bewehrte Tragwerke ist kleiner als diejenige für bewehrte Tragwerke;
2. die Biegezugfestigkeit wächst mit dem Eisengehalt, mit der besseren Querverteilung und der Rauhigkeit der Einlagen;
3. sie wächst auch mit dem Alter des Betons.

*) C. Bach, „Mitteilungen über die Herstellung von Betonkörpern mit verschiedenen Wasserzusätzen, sowie über die Druckfestigkeit und Druckelastizität derselben".

**) C. Bach, „Druckversuche mit Eisenbetonkörpern".

***) Labes, „Wie kann die Anwendung des Eisenbetons in der Eisenbahnverwaltung wesentlich gefördert werden?" Zentralbl. Bauv. 1906 Nr. 52.

d. Schubfestigkeiten.

Schubfestigkeit bei fetter Mischung gröfser als bei magerer. Der amtlich festgesetzte Grenzwert von **4,5 kg/qcm** entspricht einer 5- bis 8fachen Sicherheit.

Wayss & Freytag (Prof. Mörsch) unternahmen Versuche auf reine Abscherung. Mittels der Martensschen Druckpresse wurden gemäfs Abb. 14 40 cm lange prismatische unbewehrte Betonbalken, 18 . 18 cm im Querschnitt, geprüft. Man fand:

bei 1 : 3, 14 % Wasser, 2 Jahre alt rd. 65,9 kg/qcm,
„ 1 : 4, 14 % „ $1^1/_2$ Monate alt „ 37,1 „ .

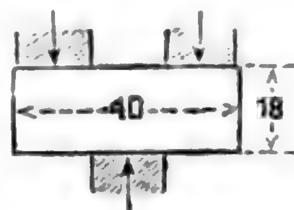


Abb. 14.

Bei eisenbewehrten Probekörpern wurde die Festigkeit zu rd. 35,5 kg/qcm bei 6 Wochen Alter ermittelt. Mörsch findet kein Zusammenarbeiten von Beton und Eisen im Widerstande gegen Schubwirkungen.

Zipkes stellte fest, dafs die Schubfestigkeit des Betons durch Einlagen erheblich vergröfsert wird. Er fand an 50 Tage alten Probekörpern 1 : 3 mit 14 % Wasser 25 kg/qcm bei unbewehrten und 57 kg/qcm bei bewehrten Betonprismen.

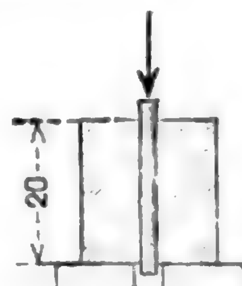
e. Haftfestigkeit.

Die Haftfestigkeit ist in den meisten Fällen etwas gröfser als die Schubfestigkeit des Betons. Sie wächst mit abnehmender Nutzhöhe des Betonquerschnittes, mit zunehmendem Prozentgehalt an Eiseneinlagen und mit dem Gesamtumfange dieser Einlagen. Im übrigen ist die Haftfestigkeit um so gröfser, je fetter die Mischung, je langsam bindender der Zement und je älter der Beton ist. Als Grenzwert ist (in Preufsen) amtlich nur **4,5 kg/qcm** zugelassen. — Nach den neuen Schweizerischen Vorschriften bleibt die Haftfestigkeit ganz unberücksichtigt, welcher Auffassung sich auch viele deutsche Fachleute auf Grund eingehender Versuche angeschlossen haben.

Mörsch machte Druckversuche mit 4 Wochen alten Betonwürfeln von 20 cm Seitenlänge und Einlagen von 20 mm Durchm. (Abb. 15). Bei einem Mischungsverhältnis 1 : 4 ergaben sich folgende Mittelwerte:

29,1 kg/qcm bei 15 % Wasserzusatz,
31,2 „ „ 12,5 „ „ ,
48,8 „ „ 10 „ „ .

Abb. 15.



Die Beanspruchung des Eisens erreichte den Höchstwert von 2140 kg; die Streckgrenze (2600 bis 3200 kg) war also nicht überschritten.*) Bei Anbringung von Eisenspiralen um die Hauptstäbe herum — zwecks Verhinderung eines Zerspringens des Betons — stiegen die oben angegebenen Spannungswerte auf 54, 45,9 und 50,8 kg/qcm.

f. Anfangs- und Wärmespannungen.

Beim Abbinden in der Luft zieht sich der Beton — namentlich bei fetter Mischung — zusammen; beim Abbinden unter Wasser dehnt er sich aus. Einlagen behindern diese Formänderungen, so dafs beim Abbinden an der Luft Zugspannungen in den Beton und Druckspannungen ins Eisen, beim Abbinden unter Wasser umgekehrt in den Beton Druck- und ins Eisen Zugspannungen gelangen. Anfangsspannungen sind also nicht zu verwechseln mit den Spannungen in-

*) Bei Zugversuchen kann beim Ueberschreiten der Streckgrenze infolge Querschnittsverminderung eine Trennung des Eisens vom Beton noch vor der Erreichung der möglichen Haftfestigkeit eintreten. Ueber die Mörschschen Versuche vgl. Mörsch, Der Eisenbetonbau, 4. Aufl., sowie Beton u. Eisen 1903 S. 273.

folge Wärmeeinwirkung oder Eigengewichtbelastung. Für die Aufstellung statischer Berechnungen sind die Anfangsspannungen belanglos.

Wärmespannungen sind noch unbedeutender als Anfangsspannungen, da die Ausdehnungskoeffizienten beider Baustoffe nahezu gleich grofs sind. Eine Trennung beider Baustoffe durch Wärmewirkung ist ausgeschlossen. (Feuer- und Frostproben von Bouniceau und von Wayss & Freytag.)

Nach Versuchen beträgt für Portlandzementbeton die Ausdehnungswertziffer für 1° C etwa 0,0000137; für Flufseisen ist sie etwas kleiner, etwa 0,0000118. Bei Wärmeabnahme zieht sich also der Beton mehr zusammen als das Eisen, bei Wärmezunahme das Eisen mehr als der Beton, so dafs — wie beim Erhärtungsvorgang — entgegengesetzte Spannungen in den beiden Baustoffen auftreten. Für das Abbinden an der Luft ist demnach eine Wärmezunahme günstiger als eine Wärmeabnahme, weil in ersterem Fall die Druckspannungen des Betons die sich bildenden Zugspannungen aufheben können.

g. Elastizität und Dehnungsfähigkeit.

Das Elastizitätsmafs für Druck ist um so gröfser, je fetter die Mischung, je geringer der Wasserzusatz und je älter der Beton ist. Aufserdem nehmen die Elastizitätsmafse für Druck wie für Zug bei wachsenden Beanspruchungen ab, namentlich bei Zug. Angaben hierüber Bd. I, 4. Abschn., S. 499. Nach den preufsischen Bestimmungen ist für gewöhnlich das Elastizitätsmafs des Eisens zu dem 15fachen von dem des Betons anzunehmen; also

$$n = \frac{E_e}{E_b} = 15,$$

entsprechend einem Elastizitätsmafs des Betons von

$$\frac{2\,150\,000}{15} = 143\,400 \text{ kg/qcm}.$$

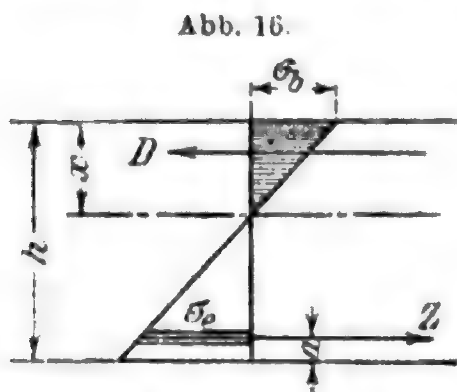
6. Berechnung der Platten.

a) **Einfache Bewehrung** (Eisen nur in Zugzone).

Voraussetzungen: Anwendung der Navierschen Biegungsformel (I. Bd., S. 481 u. 521), Druckelastizitätsmafs des Betons als unveränderlich angenommen; Anwendung des Hookeschen Elastizitätsgesetzes, sämtliche Zugspannungen der Platte werden von den Einlagen aufgenommen.

Für die Bestimmung der gröfsten Beanspruchungen im Beton und Eisen ist es zunächst erforderlich, die genaue Lage der Nullinie zu ermitteln (Abb. 16):

Abb. 16.



h sei die Gesamtstärke der Platte in cm,
a der Abstand der Eiseneinlage vom unteren Rande in cm (gemessen vom Schwerpunkt des Eisenquerschnitts),
x der Abstand der Nullinie von Plattenoberkante in cm,
b die in Rechnung gestellte Plattenbreite in cm,
σ_b bzw. σ_e die gröfsten Spannungen im Beton und im Eisen, ausgedrückt in kg/qcm, und
f_e der gesamte in b cm Breite vorhandene Eisenquerschnitt in qcm.

Druckkraft $D =$ Zugkraft Z.

$$x = \frac{n f_e}{b}\left(\sqrt{1 + \frac{2\,b\,(h-a)}{n f_e}} - 1\right).$$

$b = 100$ cm. Die Formel lehrt, daſs die Lage der Nullinie wohl von f_e, aber nicht von Art und Gröſse der Belastung abhängig ist.

Zur Bestimmung der gröſsten Beton- und Eisenspannungen setzt man M_{max} (in cmkg) gleich dem Moment der inneren Kräfte; dann wird:

$$\sigma_b = \frac{2M}{b x \left(h - a - \frac{x}{3}\right)} \quad \text{und} \quad \sigma_e = \frac{M}{f_e \left(h - a - \frac{x}{3}\right)}.$$

Wird eine bestimmte Nutzhöhe $(h - a)$ angenommen, so ist bei gewöhnlicher Plattenstärke (8 bis 12 cm) und gegebenem M_{max} (in mkg) angenähert

$$f_e = \frac{M}{8\,(h-a)}.$$

Zu genauerem Entwerfen dient die auf S. 244 gegebene Zahlentafel.*)

Beispiel (Abb. 17 u. 18): Es ist eine Eisenbetonplatte zu entwerfen für einen Raum von 3,50 m lichter Weite. Nutzlast = 390 kg/qm.

Volle Ausnutzung beider Baustoffe ($\sigma_e = 1000$ kg/qcm, $\sigma_b = 40$ kg/qcm).

Deckenstärke zu 15 cm angenommen; dann Stützlänge $l = 3{,}65$ m. Gesamtbelastung für 1 m Plattenbreite

$Q = (390 + 0{,}15 \,.\, 2400) \,.\, 3{,}65 = 2738$ kg.

$$M_{max} = \frac{2738 \,.\, 3{,}65}{8} = 1249 \text{ mkg } (\sqrt{M} = 35{,}3).$$

Abb. 17.

Abb. 18.

Nach der Zahlentafel:

$f_e = 0{,}293 \,.\, 35{,}3 = 10{,}34$ qcm $=$ **14 Rundeisen von je 1,0 cm Durchm.****).

$h - a = 0{,}390 \,.\, 35{,}3 = 13{,}77$ cm,

$h = 13{,}77 + 0{,}5 + 1 = \sim 16$ cm.

Ermittlung der Spannungen:

$q = 390 + 0{,}16 \,.\, 2400 = 774$ kg/qm.

$$M_{max} = \frac{774 \,.\, 3{,}66^2}{8} \cdot 100 = 129\,602 \text{ cmkg}.$$

$$\text{Nullinienabstand } x = \frac{15 \,.\, 11}{100}\left[\sqrt{1 + \frac{200 \,.\, 14{,}5}{165}} - 1\right] = 5{,}46 \text{ cm},$$

$$\left(h - a - \frac{x}{3}\right) = 14{,}5 - 1{,}82 = 12{,}68 \text{ cm},$$

$$\sigma_b = \frac{2 \,.\, 129\,602}{546 \,.\, 12{,}68} = 37{,}50 \text{ kg/qcm}, \qquad \sigma_e = \frac{129\,602}{11 \,.\, 12{,}68} = 930 \text{ kg/qcm.***)}$$

*) Ausführliches über Entstehung und Anwendung dieser Tafel siehe Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil I, 10. Aufl. Berlin 1914.

**) Der Abstand dieser Einlagen voneinander beträgt hier 7 cm. Als Maximum für dieses Maſs kann im allgemeinen $2 \,.\, h$ bzw. $2\,(h - a)$ gelten; es müssen dann aber auch Verteilungseisen in genügender Menge vorhanden sein.

***) Für den vorliegenden Fall hätte eine Anordnung von Rippen zu einer wirtschaftlicheren Lösung geführt, denn Deckenstärken von 16 cm sind unwirtschaftlich.

Tafel der zulässigen Spannungen

		Preufsische Bestimmungen 1907	Vorläufige Leitsätze des Deutschen Betonvereins 1904	Oesterreichische Regierungsvorschriften 1908
Elastizitätsverhältnis n		15	15	15
Biegungs-	**Druckspannung** σ_b in kg/qcm	$^1/_4$ der Druckfestigkeit	40 bis 50	Mischung 1 : 3 = 40 „ 1 : 4 = 36 „ 1 : 5 = 32 (ebenso bei exzentrischem Druck)
Biegungs-	**Zugspannung** σ_z in kg/qcm	[$^2/_3$ der Zugfestigkeit oder $^1/_{10}$ der Druckfestigkeit]	—	Mischung 1 : 3 = 24 „ 1 : 4 = 23 „ 1 : 5 = 21,5 (ebenso bei exzentrischem Druck)
Schubspannung τ_0 in kg/qcm		4,5 oder $^1/_5$ der Schubfestigkeit	4,5	Mischung 1 : 3 = 4,5 „ 1 : 4 = 4,5 „ 1 : 5 = 3,5
Haftspannung τ_1 in kg/qcm		$\tau_1 = \tau_0$	7,5	Mischung 1 : 3 = 5,5 „ 1 : 4 = 5,5 „ 1 : 5 = 4,5
Stützen-Druckspannung σ_b in kg/qcm		$^1/_{10}$ der Druckfestigkeit	35	Mischung 1 : 3 = 28 „ 1 : 4 = 25 1 : 5 = 22
Zug- und Druckspannung des Flufseisens σ_e in kg/qcm		1000 (auch 1200; vgl. S. 236)	1000 und mehr	950 (Flufsstahl = 1000)
Bemerkungen:			Geforderte Mindestdruckfestigkeit = 180 bis 200 kg/qcm (nach 28 Tagen).	Bei anderen Mischungsverhältnissen sind die zulässigen Spannungen durch geradlinige Einschaltung zwischen die genannten Werte zu bestimmen.

*) Die untere Grenze ist anzunehmen, wenn der Durchmesser der Längseiseneinlagen gleich $^1/_{10}$ der kleinsten Querschnittsabmessung des Bauteiles beträgt und der Abstand der Quereinlagen dieser Abmessung entspricht. Die obere Grenze wird gewählt, wenn der Durchmesser der Eiseneinlagen nur $^1/_{20}$ der kleinsten Querschnittsabmessung und der Abstand der Quereinlagen $^1/_3$ dieser Abmessung beträgt.

verschiedener Eisenbeton-Vorschriften.

Französische Bestimmungen 1906	Englische Bestimmungen 1907	Schweizerische Vorschriften 1909 (Schweiz. Kommission des armierten Betons)	Ungarische Bestimmungen 1909 (Ungar. Ing.- und Arch.-Verein)
8 bis 15, je nach Durchm. der Längseisen und Abstand der Quereinlagen *)	15	a) Biegung: für die Zugeisen = 20, für die Druckeisen = 10, b) Zentrischer u. exzentrischer Druck = 10	15
28/100 der Würfelfestigkeit (60/100 bei umschnürtem Beton)	42 oder 1/4 der Druckfestigkeit	a) Druck in Rippenplatten = 40, b) Druck in Balken rechteckigen Querschnitts und in Balkenrippen in Nahe der Stützen = 70 $[40 + 0{,}05\,(1200 - \sigma_{Eisen})]$ **)	45 (mindestens 300 kg Zement für 1 cbm fertigen Beton)
—	—	a) Biegung: — b) exzentrischer Druck = 10 (am Rande)	—
1/10 der zulässigen Druckspannung	4,2	4,0	5,0
1/10 der zulässigen Druckspannung	7,0	—	6,0
28/100 der Würfelfestigkeit (60/100 bei umschnürtem Beton)	35 oder 1/4 der Druckfestigkeit	a) Zentrischer Druck 35, b) exzentrischer Druck (in der Schwerachse) 35, exzentrischer Druck (am Rande) 45	36, wenn Biegungsbeanspruchung nicht berücksichtigt ist; 45, wenn Biegungsbeanspruchung berücksichtigt ist; 45 bei zentrischem Druck; 50, wenn alle gleichzeitig auftretenden Wirkungen berücksichtigt sind.***)
1/2 der Elastizitätsgrenze (bei Stößen 4/10 dieser Spannung)	1050 oder 1/2 der Elastizitätsgrenze	1200	1200
Bei Bauteilen, die wechselnden Beanspruchungen und Stößen ausgesetzt sind, sollen die zulässigen Spannungen bis um 25 % ermäßigt werden.	Geforderte Mindestdruckfestigkeit = 170 kg/qcm (nach 28 Tagen).		

**) σ_{Eisen} = größte Zugspannung des Eisens. Bei genauer Berücksichtigung des Temperatureinflusses und der Schwinderscheinungen sind gestattet:
$\sigma_b = 70$ kg/qcm und $\sigma_e = 1500$ kg/qcm.

***) Die zulässigen Stützendruckspannungen sind nur dann gültig wenn
$$\frac{\text{freie Knicklänge}}{\text{kleinere Querschnittsabmessung}} \overline{\gtrless}\; 15.$$

Spannungen kg/qcm		Nutzhöhe $(h-a)$ cm	Eisenquerschnitt f_e qcm	Nullinienabstand x cm
		[Moment M in mkg, Plattenbreite b in m] bei Platten: $\alpha = \sqrt{M}$, $\beta = \sqrt{M}$, „ Plattenbalken: $\alpha = \sqrt{\frac{M}{b}}$, $\beta = \sqrt{M \cdot b}$		$[(h-a)$ in cm$]$
σ_e	σ_b			
1000	10	1,270 · α	0,083 · β	0,130 · $(h-a)$
1000	15	0,876 „	0,121 „	0,184 „
1000	20	0,686 „	0,159 „	0,230 „
1000	21	0,659 „	0,166 „	0,239 „
1000	22	0,632 „	0,173 „	0,248 „
1000	23	0,610 „	0,180 „	0,257 „
1000	24	0,588 „	0,187 „	0,265 „
1000	25	0,568 „	0,194 „	0,273 „
1000	26	0,550 „	0,200 „	0,280 „
1000	27	0,534 „	0,207 „	0,288 „
1000	28	0,518 „	0,214 „	0,296 „
1000	29	0,504 „	0,221 „	0,303 „
1000	30	0,490 „	0,228 „	0,310 „
1000	31	0,477 „	0,235 „	0,318 „
1000	32	0,464 „	0,242 „	0,325 „
1000	33	0,453 „	0,248 „	0,331 „
1000	34	0,443 „	0,254 „	0,338 „
1000	35	0,433 „	0,261 „	0,344 „
1000	36	0,423 „	0,267 „	0,351 „
1000	37	0,414 „	0,274 „	0,357 „
1000	38	0,406 „	0,280 „	0,363 „
1000	39	0,398 „	0,287 „	0,369 „
1000	**40**	**0,390** „	**0,293** „	**0,375** „
1000	41	0,383 „	0,300 „	0,381 „
1000	42	0,376 „	0,306 „	0,387 „
1000	45	0,357 „	0,324 „	0,403 „
1000	50	0,330 „	0,354 „	0,429 „
900	30	0,474 „	0,264 „	0,333 „
900	35	0,420 „	0,301 „	0,368 „
900	40	0,380 „	0,337 „	0,400 „
900	45	0,348 „	0,373 „	0,429 „
800	30	0,459 „	0,309 „	0,360 „
800	35	0,408 „	0,353 „	0,396 „
800	40	0,367 „	0,397 „	0,429 „
800	45	0,339 „	0,436 „	0,458 „
750	30	0,451 „	0,338 „	0,375 „
750	35	0,401 „	0,385 „	0,412 „
750	40	0,363 „	0,430 „	0,444 „
750	45	0,334 „	0,474 „	0,474 „
1200	45	0,375 „	0,254 „	0,361 „
1200	**40**	**0,411** „	**0,228** „	**0,333** „
1200	39	0,419 „	0,223 „	0,328 „
1200	38	0,428 „	0,218 „	0,322 „
1200	37	0,437 „	0,213 „	0,316 „
1200	36	0,447 „	0,208 „	0,310 „
1200	35	0,457 „	0,203 „	0,305 „
1200	34	0,468 „	0,198 „	0,298 „
1200	33	0,479 „	0,193 „	0,292 „
1200	32	0,492 „	0,188 „	0,286 „
1200	31	0,505 „	0,182 „	0,279 „
1200	30	0,519 „	0,177 „	0,273 „

Siehe auch: Weese, Zahlentafeln für Platten, Balken und Plattenbalken aus Eisenbeton. Berlin, Tonindustrieverlag.

b) **Doppelte Bewehrung** (Eisen in Druck- und Zugzone).

Eine Doppelbewehrung findet Anwendung:

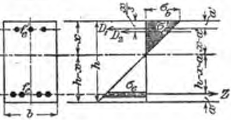
bei wechselweisem Auftreten von positiven und negativen Momenten (z. B. bei Silowänden, Windmauern, Leitungsmasten),
bei sehr beschränkter Bauhöhe (z. B. bei Fensterstürzen),
beim Stützenquerschnitt durchlaufender Platten bzw. bei Einspannungsquerschnitten, wo die Momente oft gröfser sind als in Feldmitte.

Dem wirtschaftlichen Vorteil einer geringeren Plattenstärke steht ein bedeutender Mehraufwand an Eisen, also eine Kostenerhöhung als Nachteil gegenüber. Bei geringerer Zugeinlage als 0,5 bis 0,6 % des Gesamtquerschnittes bietet die Doppelbewehrung im allgemeinen keine besonderen Vorteile.

Es bedeute (Abb. 19 u. 20)

h die Plattenstärke in cm,
x den Abstand der Nullinie vom oberen Rande in cm,
a und a' die Abstände der Eisenlängsachsen von den entsprechenden Betonrändern in cm (a' für die Druckeinlage),
$h' = (h - a) =$ Abstand der unteren Eisenschwerachse vom oberen Rande in cm,
f_e und f_e' die Gesamtquerschnitte der gezogenen bzw. gedrückten Eisenstäbe für b cm Plattenbreite (in qcm),
σ_e und σ_e' die entsprechenden Spannungen der Einlagen in kg/qcm,
σ_b die Betonspannung in kg/qcm.

Abb. 19. Abb. 20.



Druckkräfte $D_1 + D_2 =$ Zugkraft Z.

Nullinienabstand

$$x = -\frac{n(f_e + f_e')}{b} + \sqrt{\left[\frac{n(f_e + f_e')}{b}\right]^2 + \frac{2n}{b}\left[f_e' a' + f_e (h - a)\right]}.$$

Zur Bestimmung der gröfsten Beton- und Eisenspannungen setzt man wiederum M_{max} (in cmkg) gleich dem Moment der inneren Kräfte, und es ergibt sich

$$\sigma_b = \frac{M}{\frac{b x}{2}\left(h - a - \frac{x}{3}\right) + n f_e' \frac{x - a'}{x}(h - a - a')};$$

$$\sigma_e = \frac{\sigma_b n}{x}(h - a - x); \qquad \sigma_e' = \frac{\sigma_b n}{x}(x - a').$$

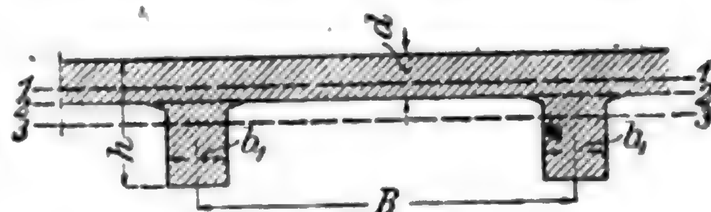
7. Berechnung der Plattenbalken.

a) Einfache Bewehrung (Eisen nur in Zugzone).

Es sind 3 Fälle zu unterscheiden (Abb. 21):

1. die Nullinie liegt im Plattenquerschnitt,
2. „ „ fällt mit Plattenunterkante zusammen,
3. „ „ geht durch den Steg.

Abb. 21.



Zu den unter 6a) genannten Bezeichnungen ist noch zu ergänzen:

d = Plattenstärke in cm,
b_1 = Breite des Steges in cm,
b = Rippenteilung bzw. $2 \cdot {}^1/_6$ der Balkenlänge in cm (vgl. die amtliche Bestimmung auf S. 233 unter § 14, 6).

Dann herrschen für Fall 1 und 2 gemäfs Abb. 22 u. 23 dieselben Beziehungen, wie unter 6a angegeben. Für Fall 2 ist $x = d$ zu setzen.

Abb. 22.

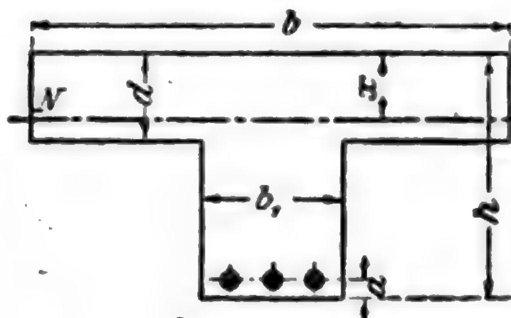


Abb. 23.

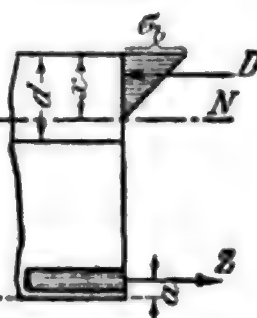
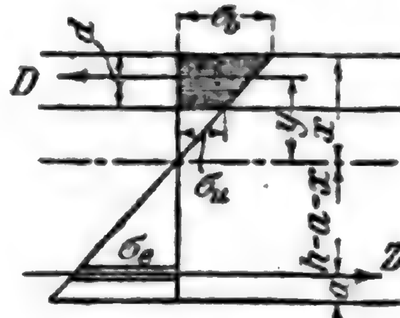


Abb. 24.



Geht dagegen die Nullinie durch den Steg, so ist noch eine Hülfsgröfse y = Abstand der Mittelkraft D von der Nullinie (Abb. 24) zu ermitteln. Man findet bei Vernachlässigung der geringen, im Steg auftretenden Druckspannungen:

$$x = \frac{n f_e (h - a) + \frac{d^2 b}{2}}{d b + n f_e}, \qquad y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)},\,^*$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e (h - a - x + y)}, \qquad \sigma_b = \sigma_e \frac{x}{n (h - a - x)}.$$

Für Entwurfsbearbeitungen ist zu bemerken:

1. Plattenbreite b = Rippenteilung B bzw. $\gtreqless 2 \cdot {}^1/_6$ Balkenlänge; z. B. Stützweite 10 m, $B = 4{,}0$ m; dann $b \gtreqless 2 \cdot {}^{10}/_6 = 3{,}30$ m (also nicht etwa 4,0 m).

Für verhältnismäfsig dünne Platten bei starkem Stegquerschnitt ist besser $b = 2 \cdot l/8$ bzw. $2 \cdot l/10$ zu nehmen.**)

Für Ermittlung des M_{max} bleibt B mafsgebend.

---

*) Wird $x = d$, dann ist $y = {}^2/_3\, d$.

**) Es ist gegebenenfalls empfehlenswerter, nur $b = h$ bis $2h$ einzusetzen. Die Steghöhe wird dann zwar bedeutender, der Eisenquerschnitt aber wesentlich geringer.

2. Stegbreite $b_1 = 20$ bis 30 cm für gewöhnliche Fälle. Ueberall mindestens 2 cm Betonumhüllung der Einlagen. a grofs genug annehmen!

3. Ist h grofs, dann wenig Eisen; ist h klein, dann viel Eisen (letzteres unwirtschaftlich).

4. Fällt Nullinie mit Plattenunterkante zusammen ($x = d$), so ist in der Regel die wirtschaftliche Ausnutzung des Betons am besten. Für Entwurfsbearbeitungen gilt dann die Zahlentafel auf S. 244.

5. Ist $x > d$, so empfiehlt sich, wenn M, h, d und σ_e (= 1000) gegeben, für das praktische Entwerfen die Formel

$$f_e = \frac{M}{\sigma_e \left(h - a - \frac{d}{2}\right)}.$$

Abb. 25.

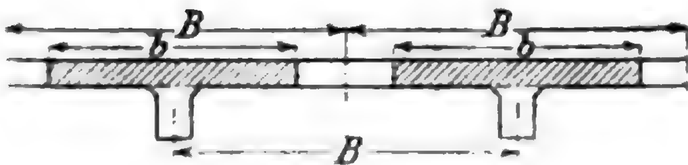
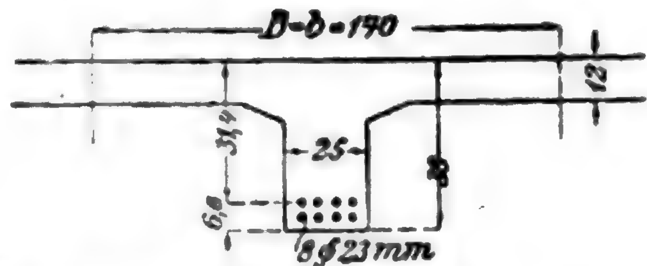


Abb. 26.



Beispiel (Abb. 25 u. 26): Es ist eine Rippendecke ($B = 1{,}40$ m) zu entwerfen für einen Raum von 7,70 m Lichtweite. Nutzlast = 350 kg/qm.

Wird Stützweite $l = 8{,}0$ m, $d = 12$ cm und $b = 1{,}40$ m angenommen, dann Eigengewicht schätzungsweise = 645 kg/m. Nutzlast = 350 . 1,4 = 490 kg/m.

$$M_{max} = \frac{(645 + 490) \cdot 8{,}0^2}{8} = 9080 \text{ mkg } (\sqrt{M} = 95{,}3).$$

Bei Vollausnutzung beider Baustoffe ist für $b = 1{,}40$ m ($\sqrt{b} = 1{,}18$) nach Tafel S. 244. $(h - a) = 0{,}390 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0{,}390 \cdot 80{,}56 = 31{,}4$ cm, $x = 0{,}375 \cdot 31{,}4 = 11{,}8$ cm,

$$f_e = 0{,}293 \sqrt{M \cdot b} = 0{,}293 \cdot 111 = 32{,}5 \text{ qcm}.$$

Gewählt (Abb. 26):

$b = 140$ cm, $d = 12$ cm, $h = 31{,}4 + 6{,}6 = 38$ cm, $b_1 = 25$ cm, $f_e = 33{,}20$ qcm (8 Rundeisen von je 2,3 cm Durchm.).

Da diese Abmessungen auf Grund eines nur schätzungsweise berechneten M_{max} ermittelt sind, mufs zwecks Feststellung der Spannungen M_{max} neu berechnet werden:

$$\text{Nutzlast } g_1 = 1{,}4 \cdot 350 = 490 \text{ kg/m},$$
$$\text{Eigenlast } g_2 = (1{,}4 \cdot 0{,}12 + 0{,}25 \cdot 0{,}26) \cdot 2400 = 559 \text{ kg/m},$$

$$M_{max} = \frac{(490 + 559) \cdot 8{,}0^2}{8} \cdot 100 = 839\,200 \text{ cmkg},$$

$$x = \frac{15 \cdot 33{,}2 \cdot 31{,}4 + \frac{12^2 \cdot 140}{2}}{12 \cdot 140 + 15 \cdot 33{,}2} = 11{,}8 \text{ cm}$$

(einfacher $x = 0{,}375 \cdot 31{,}4 = 11{,}8$ cm, wie oben).

Nullinie liegt also noch im Plattenquerschnitt.

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 839\,200}{140 \cdot 11{,}8\,(31{,}4 - 3{,}9)} = 37 \text{ kg/qcm}; \qquad \sigma_e = \frac{839\,200}{33{,}2\,(31{,}4 - 3{,}9)} = 920 \text{ kg/qcm}.$$

b) **Doppelte Bewehrung** (Eisen in Druck- und Zugzone).

Wirtschaftlich nur dann von Vorteil, wenn beschränkte Bauhöhe verfügbar.

Liegt die Nullinie im Plattenquerschnitt oder in Plattenunterkante ($x \leqq d$), so gelten die Formeln für doppelt bewehrte Platten (S. 245).

Liegt die Nullinie im Balkensteg ($x > d$), so lassen sich die entsprechenden Beziehungen aus Abb. 27 ableiten.

Bei durchlaufenden Plattenbalken treten über den Stützen negative Momente auf. An Stelle des Plattenkörpers von d cm Stärke tritt nunmehr der untere Teil des Balkensteges von nur b_1 cm Breite für die Aufnahme der Druckkräfte (Abb. 28). Doppeleinlagen an solchen Stellen stets zu empfehlen, weil zu wenig Druckquerschnitt vorhanden.

Abb. 27.

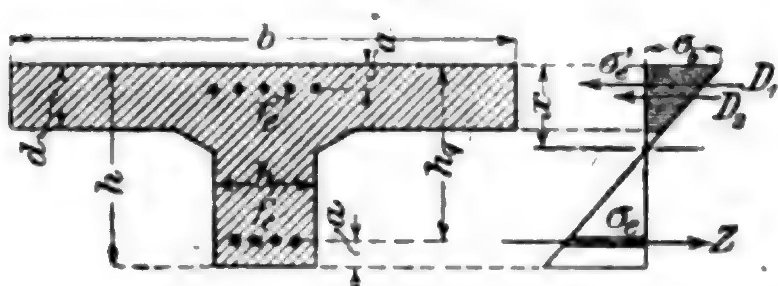
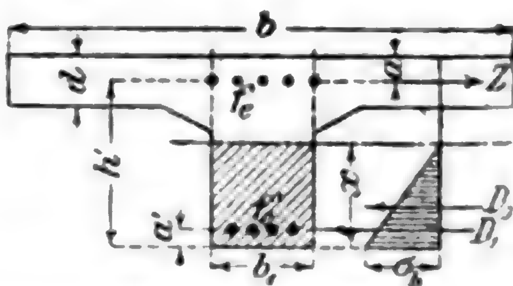


Abb. 28.



8. Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

Nach den preufsischen Bestimmungen (S. 234) ist als höchste zulässige Zugspannung des Betons $^2/_3$ der Zugfestigkeit oder (wenn Zugfestigkeitsnachweis fehlt) $^1/_{10}$ der Druckfestigkeit zu nehmen.

a. Einfach verstärkte Platten und Plattenbalken mit $x < d$ (Abb. 29).

$$x = \frac{\frac{b h^2}{2} + n f_e (h - a)}{b h + n f_e}, \qquad \sigma_{b d} = \frac{M x}{b h \left[x \left(\frac{h}{2} - a\right) - \frac{h}{2} \left(\frac{h}{3} - a\right)\right]},$$

$$\sigma_{b z} = \frac{h - x}{x} \sigma_{b d}{}^{*)}, \qquad \sigma_e = n \frac{h - a - x}{x} \sigma_{b d}.$$

Abb. 29.

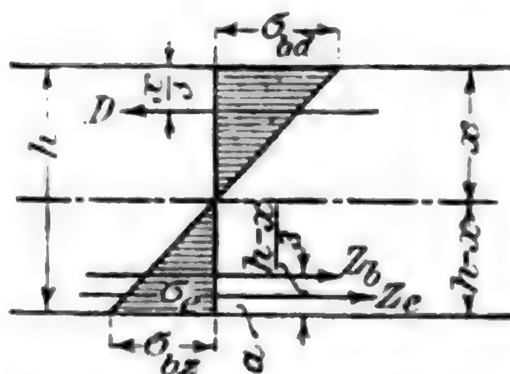
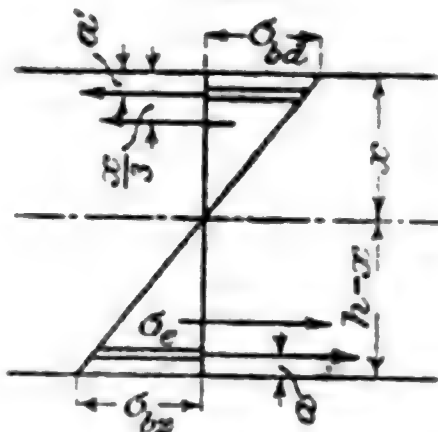


Abb. 30.



b. Doppelt bewehrte Platten und Plattenbalken mit $x < d$ (Abb. 30).

$$x = \frac{\frac{b h^2}{2} + (n - 1) \left[f_e' a' + f_e (h - a)\right]}{b h + (n - 1) (f_e' + f_e)},$$

*) Erreicht $\sigma_{b z}$ einen zu hohen Wert, so mufs insbesondere der Eisenquerschnitt vergröfsert werden.

$$\sigma_{bd} = \frac{M x}{\frac{b x^3}{3} + \frac{b (h-x)^3}{3} + (n-1)\left[f_e' (x-a')^2 + f_e (h-a-x)^2\right]},$$

$$\sigma_{bz} = \frac{h-x}{x}\sigma_{bd}, \qquad \sigma_e = n\frac{h-a-x}{x}\sigma_{bd}, \qquad \sigma_e' = n\frac{x-a'}{x}\sigma_{bd}.$$

(Würde man in die beiden ersten Formeln n statt $(n-1)$ einsetzen, so würden die Werte x, σ_{bd} und σ_{bz} — in allerdings sehr geringem Maſse — günstiger ausfallen. σ_e würde auch nur in verhältnismäſsig geringem Grade kleiner werden.)

c. Einfach bewehrte Plattenbalken mit $x > d$.

$$x = \frac{b_1\frac{h^2}{2} + (b-b_1)\frac{d^2}{2} + n f_e (h-a)}{b_1 h + (b-b_1) d + n f_e}, \quad y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x-d)},$$

$$\sigma_{bd} = \frac{M x}{\frac{b d}{2}(2x-d) y + \frac{b_1}{3}\left[(x-d)^3 + (h-x)^3\right] + n f_e (h-a-x)^2}$$

$$\sigma_{bz} = \frac{h-x}{x}\sigma_{bd}, \qquad \sigma_e = n\frac{h-a-x}{x}\sigma_{bd}.$$

d. Doppelt bewehrte Plattenbalken mit $x > d$.

$$x = \frac{\frac{b_1 h^2}{2} + (b-b_1)\frac{d^2}{2} + (n-1)\left[f_e (h-a) + f_e' a'\right]}{b_1 h + d(b-b_1) + (n-1)(f_e + f_e')}, \quad y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x-d)},$$

$$\sigma_{bd} = \frac{M x}{\left(x - \frac{d}{2}\right) d b y + \frac{b_1}{3}\left[(x-d)^3 + (h-x)^3\right] + (n-1)\left[f_e (h-a-x)^2 + f_e' (x-a')^2\right]}$$

$$\sigma_{bz} = \frac{h-x}{x}\sigma_{bd}. \qquad \sigma_e = n\frac{h-a-x}{x}\sigma_{bd} \qquad \sigma_e' = n\frac{x-a'}{x}\sigma_{bd}.$$

9. Schub- und Haftspannungen.

Die Feststellung der Schubkräfte quer zur Längsachse (reine Abscherung) einer Platte ist nur in den seltensten Fällen erforderlich:

Schubspannung des Betons $\tau_b = \dfrac{V}{f_b + n f_e}$

[Schubspannung des Eisens $\tau_e = n \tau_b$],

wenn V = gröſste Schubkraft am Auflager,

$f_b = b h$ = Betonquerschnitt des Trägers bei V.

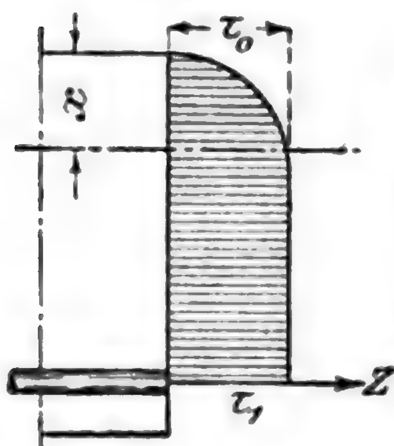
Maſsgebend sind aber diejenigen Schubkräfte, welche gleichlaufend zur Längsachse gerichtet sind. Ueber Gestaltung des Schubkraftdiagrammes (bei Nichtberücksichtigung der Betonzugspannungen) vgl. Abb. 31 S. 250.

Gröſste Schubanstrengung in der Nullschicht: $\tau_0 = \dfrac{V}{b z}$

= gröſste Schubkraft, geteilt durch das Rechteck aus der Querschnittsbreite b und dem Hebelarm der inneren Kräfte z.

Gemäfs Abb. 31 ist die Schubspannung in der Nullebene gleich der Haftspannung τ_1 des Eisens im Beton. Ist U = Umfang aller unten in b cm Plattenbreite liegenden Stäbe, so wird

Abb. 31.



$$\tau_1 = \frac{\tau_0 b}{U} = \frac{V}{U z}.$$

Endhaken und Bügel erhöhen die Haftsicherheit. τ_1 um so kleiner, je dünner die Einlagen (bei gleichem f_e) und je gröfser der Hebelarm z.

Bei **Plattenbalken** ist eine Berechnung der Schubspannungen unerläfslich:

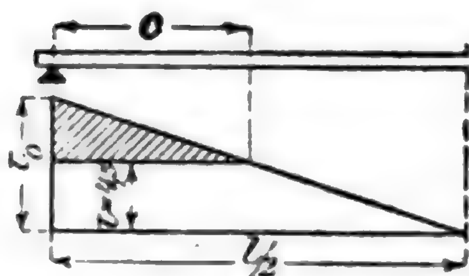
$$\tau_0 = \frac{V}{b_1 (h - a - x + y)} \quad \text{und} \quad \tau_1 = \tau_0 \frac{b_1}{U}.$$

τ_0 wird also um so gröfser werden, je gröfser V, aber je kleiner b_1 und h berechnet sind. Soll die zulässige Schub- und Haftspannung (4,5 kg/qcm) voll ausgenutzt werden, so mufs $U = b_1$ werden.

Berechnung der Bügel.

Ist der zulässige Wert für τ_0 (= 4,5 kg/qcm) überschritten, so wird die Anordnung von Bügeleisen notwendig, die die Zugeinlagen in ihrer Gesamtheit oder einzeln umfassen und im Druckgurt des Betonkörpers enden.

Abb. 32.



Schubkraftdiagramm bei gleichmäfsig verteilter Belastung gemäfs Abb. 32:

$$c = \frac{(\tau_0 - 4{,}5)}{\tau_0} \cdot \frac{l}{2}.$$

Bügelanzahl i für eine Balkenhälfte, wenn f_c = Gesamtquerschnitt aller Bügeleisen und f = Querschnitt einer Bügellage:

$$f_c = 6{,}3\, c b_1 (\tau_0 - 4{,}5); \qquad i = \frac{f_c}{f}.$$

Berechnung der Stabaufbiegungen.

Der Beton wird bis zu 4,5 kg/qcm auf Schub angestrengt. Die übrigbleibende Schubkraft wird in eine unter 45° gerichtete Zugkraft umgewandelt, welche den aufgebogenen Eisen zugewiesen wird. Die gesamte schiefe Zugkraft ist $Z = 0{,}353\, c b_1 (\tau_0 - 4{,}5)$. Setzt man $\sigma_e = 1000$ kg/qcm und b_1 wie c in m ein, so wird der erforderliche Gesamtquerschnitt der Aufbiegungen

$$f_c' = \frac{Z}{\sigma_e} = 3{,}5\, c b_1 (\tau_0 - 4{,}5).$$

Beispiel: Bei einem Plattenbalken von $l = 7{,}0$ m Spannweite und $b_1 = 0{,}30$ m Stegbreite ist τ_0 zu 8 kg/qcm gefunden worden. f_e = 8 Rundeisen von je 2,5 cm Durchm.

Bügelberechnung: $c = \frac{8{,}0 - 4{,}5}{8{,}0} \cdot \frac{7}{2} = 1{,}53$ m.

$$f_c = 6{,}3 \cdot 1{,}53 \cdot 0{,}30\, (8{,}0 - 4{,}5) = 10{,}12 \text{ qcm}.$$

Legt man gemäfs Abb. 8 um die Stäbe ein Bügelflacheisen 20/3 mm, so ist

$$f = 2\,(2{,}0 \,.\, 0{,}3) = 1{,}2 \text{ qcm}, \qquad \text{Anzahl } i = \frac{10{,}12}{1{,}2} = 9 \text{ Stück.}$$

[Am Auflager engere Bügelteilung als nach der Balkenmitte hin.]
Stabaufbiegung: c wie oben $= 1{,}53$ m

$$f_{c'} = 3{,}5 \,.\, 1{,}53 \,.\, 0{,}30\,(8{,}0 - 4{,}5) = 5{,}62 \text{ qcm.}$$

Es werden 2 Stäbe aufgebogen; dann ist

$$\sigma_e = \frac{Z}{i\,f} = \frac{0{,}353 \,.\, 30 \,.\, 153\,(8{,}0 - 4{,}5)}{10{,}8} = 525 \text{ kg/qcm.}$$

Haftspannung der unteren 6 Einlagen $\tau_1 = \dfrac{8{,}0 \,.\, 30}{6 \,.\, 7{,}85} = 5{,}1$ kg/qcm.

Da aufserdem noch Bügel und Endhaken vorgesehen werden, kann man τ_1 als zulässig erachten. Es ist im allgemeinen vorteilhaft, den Bügeleisen etwa 50 % und den Aufbiegungen — ihrer gröfseren Zweckmäfsigkeit wegen — etwa 85 % der aufzunehmenden Schubkraft zuzuweisen: $f_c = f_{c'} = \sim 3\,c\,b_1\,(\tau_0 - 4{,}5)$.

Mörsch zieht auf Grund einer gröfseren Reihe von Versuchen an frei aufliegenden Plattenbalken folgende Schlufsfolgerungen:*)

1. Am Auflager tritt weder ein Abscheren in senkrechter, noch in wagerechter Richtung ein, sondern die Wirkung der Schubkräfte kommt in schief gerichteten Rissen in der Nähe des Auflagers zum Ausdruck. In diesen Rissen wird die Zugfestigkeit des Betons infolge schiefer Hauptspannungen überwunden.

2. Abgebogene Eisen sind besonders vorteilhaft, da solche ohne besonderen Aufwand eine gröfsere Bruchlast gewährleisten. Gute Endhaken erhöhen die Bruchlast und machen die Berechnung der Haftspannung überflüssig.

3. Die Bügel erhöhen ebenfalls die Tragfähigkeit, indem sie durch ihre Zugfestigkeit einer Zerstörung der Enden entgegenwirken. Sie haben zumeist nur eine untergeordnete statische Bedeutung. Sie sichern aber den Zusammenhang des Steges mit der Deckenplatte für den Fall, dafs Unterbrechungen beim Betonieren vorkommen.

4. Beim Entwerfen mufs die Haftspannung an den untenliegenden Eisen berücksichtigt werden. Nur an den unteren geraden Eisen konnte ein Gleiten beobachtet werden. Es empfiehlt sich, die schiefen Zugspannungen am Auflager durch die abgebogenen Eisen ganz aufzunehmen, trotzdem Bügel auf die ganze Länge einzulegen und die Endhaken der geraden Stangen wirksam auszugestalten.

Schüle**) stellt auf Grund eingehender Untersuchungen von Eisenbetonbalken fest, dafs das Aufwärtsbiegen eines Teils der Stangen nicht allein den Vorteil hat, durch Bildung eines Hängewerks die unmittelbare Uebertragung eines Teils der Scherkraft zu gestatten, sondern ebenfalls weitere Betonteile am Auflager zur sicheren Verankerung der Eisen heranzuziehen.

C. Bach***) kommt zu folgenden Ergebnissen: Bei Balken mit Bügeln bilden sich die ersten Risse fast immer da, wo Bügel einbetoniert sind. Die Entstehung von Längsrissen an der unteren Balkenfläche in den äufseren Balkenteilen wird durch das Einlegen von Bügeln hinausgeschoben. Der Gleitwiderstand ist beim Vorhandensein von Bügeln um 22 % gröfser ermittelt worden als beim Nichtvorhandensein solcher. Unter sonst gleichen Verhältnissen ist die Höchstlast der Balken mit Bügeln wesentlich gröfser als bei den Balken ohne Bügel.

10. Berechnung der Stützen.

a. Zentrische Belastung; Untersuchung auf Druck.

Die Druckwirkung einer Kraft P erstreckt sich sowohl auf den Betonquerschnitt als auch auf die Querschnitte der Einlagen. Bei zentrisch wirkendem P kann σ_e niemals den zulässigen Höchstwert erreichen.

$$\sigma_b = \frac{P}{f_b + n f_e}, \qquad \sigma_e = n\,\sigma_b,$$

*) Mörsch, Der Eisenbetonbau, 3. Aufl.

**) Schüle, Resultate der Untersuchung von Eisenbetonbalken, Mitteilungen der eidgen. Materialprüfungsanstalt am Schweiz. Polytechnikum in Zürich, 12. Heft, 1907.

***) C. Bach, Versuche mit Eisenbetonbalken, Mitt. über Forschungsarb. des V. d. I., Heft 45 bis 47, 1907.

wenn f_b = Querschnitt der gedrückten Betonfläche und f_e = gesamter Eisenquerschnitt.

b. Zentrische Belastung; Untersuchung auf Knicken.

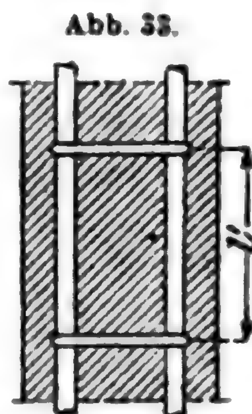
Zur Berechnung der Stützen auf Knicken ist die Eulersche Formel (I. Bd., 4. Abschn., Festigkeitslehre) anzuwenden. Setzt man:

Sicherheitsgrad $s = 10$,
Elastizitätsmafs $E_b = 140\,000$ kg/qcm, $n = 15$,
Trägheitsmoment $J_{min} = J_b + 15\,J_e$,

und drückt man l in m und P in t aus, so wird

$$P = \frac{0{,}014\,(J_b + 15\,J_e)}{l^2}.$$

Abb. 33.



Bei Berechnung des Wertes J_e sind die äquatorialen Trägheitsmomente der einzelnen Eisenquerschnitte ihrer Geringfügigkeit wegen nicht in Rechnung zu bringen.

Ferner ist zu untersuchen, ob auch die Eiseneinlagen an sich knicksicher sind. Auf Grund der in den preufsischen Vorschriften enthaltenen hierauf bezüglichen Bestimmungen (S. 234) wird gemäfs

Abb. 33 $l'_{max} = 132{,}3\,\dfrac{d}{\sqrt{\sigma_b}}$.

Je näher die Bügel zusammenliegen, um so gröfser wird die Bruchlast. Zweckmäfsig sind Entfernungen von 20 bis 30 cm.

c. Entwurfsbearbeitung bei zentrischer Belastung.

Gegeben P und l. Mindestseitenlänge $= l/18$ cm. Dann ist

$$f_e = \frac{P - \sigma_b\,f_b}{n\,\sigma_b}, \qquad f_b = \frac{P - n\,\sigma_b\,f_e}{\sigma_b}.$$

Bei quadratischem Querschnitt mit 1,75 % Eisengehalt ist

$$f_b = \sim 31\,P \text{ und } f_e = \sim 0{,}55\,P$$

(P in t, $\sigma_b = 25$ kg/qcm, f_b und f_e in qcm).

Abb. 34.

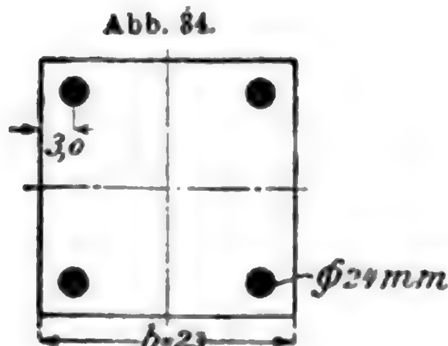


Abb. 35.

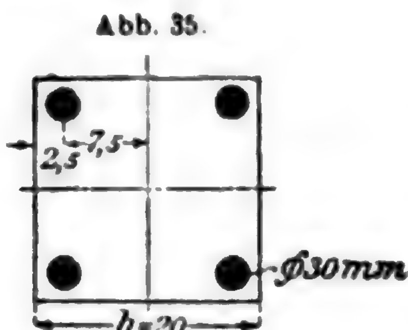
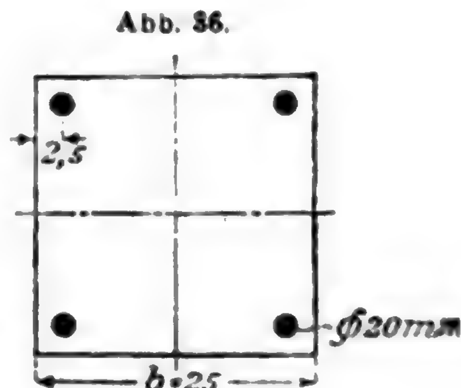


Abb. 36.



Beispiel: $P = 25$ t, $l = 4{,}5$ m; dann ist

$f_b = \sim 31 \cdot 25 = 775$ qcm, $b = \sqrt{775} = 28$ cm,
$f_e = \sim 0{,}55 \cdot 25 = 13{,}75$ qcm $= 4$ R.-E. für 21 mm Durchm.

Dann ist die Betonbeanspruchung $\sigma_b = \dfrac{25\,000}{28^2 + 15 \cdot 13{,}84} = 25{,}2$ kg/qcm.

Beispiel (Abb. 34): $P = 20$ t, $l = 4{,}0$ m $b = l/18 = 23$ cm (Untersuchung auf Knicken nun nicht mehr nötig!)

$$f_e = \frac{20\,000 - 25 \cdot 23^2}{15 \cdot 25} = 18{,}1 \text{ qcm} = 4 \text{ R.-E. für } 24 \text{ mm},$$

$$\sigma_b = \frac{20\,000}{23^2 + 15 \cdot 18{,}1} = 25 \text{ kg/qcm}.$$

Es soll an Beton gespart werden (Abb. 35):

$$b = 20 \text{ cm}, \quad f_e = \frac{20\,000 - 25 \cdot 20^2}{15 \cdot 25} = 26{,}7 \text{ qcm} = 4 \text{ R.-E. von } d = 3{,}0 \text{ cm}.$$

Die Stütze ist knicksicher; denn es ist $P = \frac{0{,}014}{16}\left(\frac{20^4}{12} + 15 \cdot 28{,}3 \cdot 7{,}5^2\right) = 32\,540$ kg.

Es soll an Eisen gespart werden (Abb. 36):

$$b = 25 \text{ cm}, \quad f_e = \frac{20\,000 - 25 \cdot 25^2}{15 \cdot 25} = 11{,}7 \text{ cm} = 4 \text{ R.-E. von } d = 2{,}0 \text{ cm}.$$

d. Exzentrische Belastung.

Bei symmetrischem Querschnitt berechnet sich die Kernweite K zu

$$K = \frac{J_s \cdot 2}{F h} = \frac{b h^2}{6 F} + \frac{2 n F_e \left(\frac{h}{2} - a\right)^2}{h F}.$$

$F = b h + n (f_e + f_e') =$ Gesamtquerschnitt in qcm,
f_e, $f_e' =$ Querschnitt der gedrückten bzw. gezogenen Einlagen in qcm,
$F_e = f_e + f_e'$ in qcm,
a, $a' =$ Abstand der Einlagen f_e und f_e' von der gedrückten bzw. gezogenen Seite in cm,
$k =$ Kernweite in cm,
$e =$ Exzentrizität, ausgedrückt in cm,
$\frac{E_b}{E_e} = n = 15$,
$x =$ Abstand der Nullinie von der Druckseite in cm,
$J_s =$ Trägheitsmoment, bezogen auf die Schwerachse, in cm^4,
σ_d, $\sigma_z =$ Beanspruchungen des Betons in kg/qcm,
σ_e, $\sigma_e' =$ „ „ Eisens „ „ .

Abb. 37.

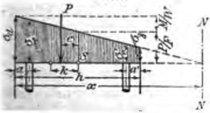
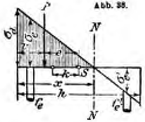


Abb. 38.



α) **Angriffspunkt von P liegt in Kernweite** ($e < k$ und $x > h$) (Abb. 37).

$$\sigma_d, \sigma_z = \frac{P}{F} \pm \frac{P e h}{2 J_s},$$

σ_e und σ_e' können niemals den zulässigen Höchstwert erreichen.

Digitized by Google

β) **Angriffspunkt von P liegt an der Kerngrenze** ($e = k$ und $x = h$).

$$\sigma_d = \frac{2P}{F}, \qquad \sigma_e = n\,\sigma_d\,\frac{h-a}{h}, \qquad \sigma_e' = n\,\sigma_d\,\frac{a}{h}.$$

γ) **Angriffspunkt von P liegt außerhalb der Kernweite** ($e > k$ und $x < h$), (Abb. 38 S. 253).

$$\sigma_e = n\,\sigma_d\,\frac{x-a}{x}, \qquad \sigma_e' = n\,\sigma_d\,\frac{h-x-a}{x},$$

$$P = \sigma_d\left[\frac{b\,x}{2} + \frac{n\,f_e}{x}\,(2\,x - h)\right].$$

Für die Ermittlung des Nullinienabstandes x ergibt sich folgende Beziehung:

$$\frac{b}{3\,n\,F_e}\,x^3 \mp \frac{b\,v}{n\,F_e}\,x^2 + (h \mp 2\,v)\,x = 2\,a^2 + h^2 - h\,(2\,a \pm v).$$

Liegt P innerhalb des Querschnitts, so gelten die oberen Vorzeichen; liegt P dagegen aufserhalb des Querschnitts (z. B. bei Konsolen), so gelten die unteren Vorzeichen.

Bezüglich der Berechnung spiralumschnürter Stützen S. 234.

IV. Anwendungen im Hoch- und Tiefbau.

1. Decken.

Decken in Eisenbeton namentlich für Geschäfts-, Fabrik- und öffentliche Gebäude vorteilhaft. Für Wohnhausbauten noch nicht so in Gebrauch (vorstehende Rippen oft unerwünscht, Verkleidungen zur Erzielung einer ebenen Untersicht — Abb. 112, S. 276 — aber teuer).

Besondere Vorteile: Steifigkeit gegen Durchbiegen, Sicherheit gegen Einbruch, gute Gebäudeverankerung, letzteres wichtig für Bergwerks- und Erdbebengegenden.

Wärmeschutz und Schallsicherheit durch Sandschüttung, Schlacken- oder dgl. Zwischenlagen, Korksteinbelag oder durch Hohlkörper zu erreichen. Im allgemeinen sind Eisenbetondecken nicht schalldurchlässiger als andere Decken (Hauptleiter des Schalls sind die Mauern).

Belag: 2 bis 3 cm starker Zementestrich mit glatter oder geriffelter Oberfläche (Ausdehnungsfugen); Asphalt, besonders im Freien (keine Ausdehnungsfugen); Linoleum, auf Gipsestrich, Korkstein oder unmittelbar auf dem Beton; Asbest, Steinholz, Xylolith u. dgl.; Holzboden auf eingelassenen Polsterhölzern, Parkett in Asphalt oder auf Blindboden.

Verputz: Gewöhnlicher Weifskalkmörtel (1 T. Kalk und 2 bis 3 T. Sand) oder verlängerter Mörtel (1 T. Kalk und 1 T. Zement und 4 bis 6 T. Sand) oder einfaches Weifseln (für Hallen, Arbeitsräume, billig). Decken in untergeordneten Räumen auch ohne Verputz. Bekleidung mit Duroplatten u. dgl.

Bis etwa 3 m — bei üblichen Nutzlasten — einfache Platten gemäfs Abb. 1 bis 5 am zweckmäfsigsten. Einlagen aus Rundeisen, Streckmetall oder Sondereisen. Bauweisen Monier, Koenen, Viktoria usw. Bei annähernd quadratischem Grundrifs kann durch kreuzweise Bewehrung eine geringere Plattenstärke erzielt werden (S. 233, § 14, 7). Von 3 bis 4 m an sind in der Regel Plattenbalken (Abb. 8 u. 9, S. 232) vorteilhafter; Bauweisen Hennebique, Pohlmann (Bulbeisen), Leschinsky, Möller u. a. m.

Kassettendecken mit sich kreuzenden Rippen bieten architektonische Vorteile (Abb. 42). Für Wohnräume leichte Rabitzdecken zwecks Gewinnung einer ebenen Untersicht (Schalldämpfung). Vgl. auch Abb. 112, S. 276.

Gewölbte Tragdecken (Abb. 10 u. 11, S. 232) im allgemeinen nicht so gebräuchlich.

Decken mit eisernen I-Trägern nur in besonderen Fällen zu empfehlen. Freiliegende Träger bzw. Unterflansche (Abb. 11, S. 232) sind zum Schutze gegen Feuer zu umkleiden.

Hohlkörperdecken mit ebener Untersicht sind wärme- und schallsicher (Bauweisen Züblin, Wayss u. a. m.). Fabrikmäfsige Herstellung der eigentlichen Hohlkörper aus gebranntem Ton, Schlackenbeton oder dgl.

Abb. 39.

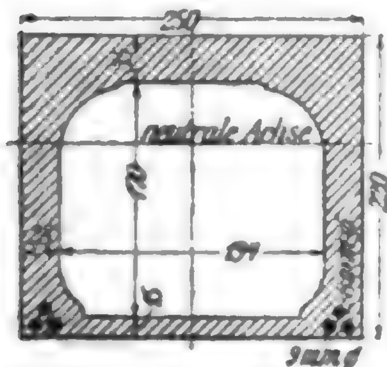
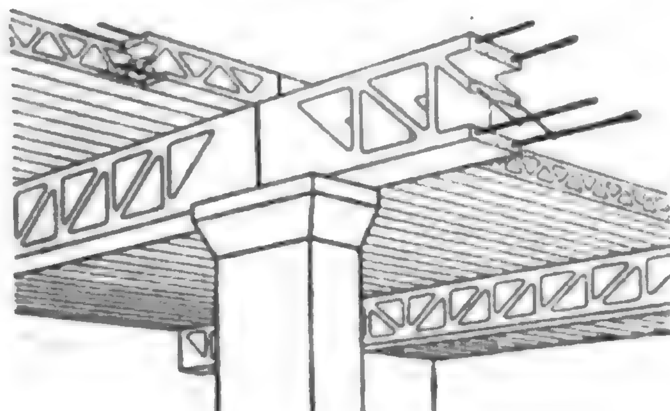


Abb. 40.



Viele dieser Deckenarten bestehen aus aneinandergelegten, in der Fabrik hergestellten Einzelbalken, machen also die Schalrüstung am Bauplatz entbehrlich. Weitere Vorteile: kurze Bauzeit, Herstellung eines

Abb. 41.

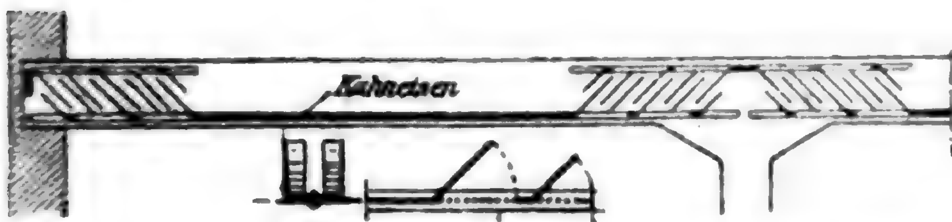
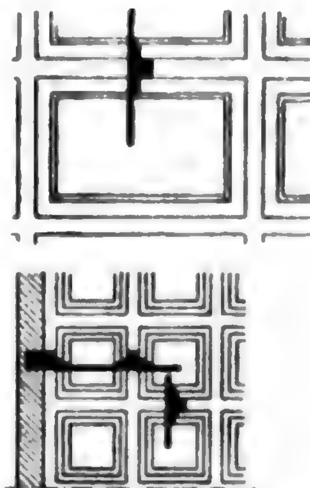


Abb. 42.



Arbeitsbodens, leichte Unterbringung von Leitungen aller Art.

Bauweise Siegwart zeigt maschinell erzeugte Hohlbalken (Abb. 39 u. 115), die nebeneinander verlegt und vergossen werden. Nach Bauweise Visintini werden Fachwerkträger (Abb. 40) verwendet, die mittels hölzerner Formen und eiserner Kerne in umgelegtem Zustande (Oeffnungen nach oben) gefertigt werden.

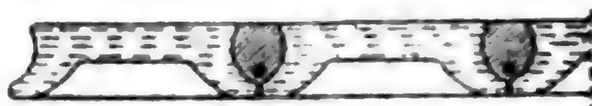
Die Zylinderstegdecke von Herbst hat Betonstege (mit Bandeiseneinlage) als Tragglieder und Zylinder aus Schlackenbeton oder gebranntem Ton als Füllungsglieder.

Abb. 41: Decke mit Kahneisen-Einlage. Neben dem Kernquerschnitt der Stäbe seitliche flache Streifen (Flügel), die maschinell abgetrennt und abgebogen werden. Einlagen kommen verlegungsfertig zur Baustelle.

Abb. 42: Kassettendecken, am Ort in Schalung hergestellt.

Oberlichtdecken in Glaseisenbeton (Abb. 43) dienen als Ersatz für Oberlichter in gufs- und schmiedeisernen Rahmen. Rippen in Eisenbeton, mit Glasprismen zu einer einheitlichen Platte zusammengefügt. Hohe Tragfähigkeit, kein Rosten, keine Anstriche, feuersicher und widerstandsfähig gegen Beschädigungen. Abb. 43: Schnitt durch 2 Solfac-Kassettkörper (Allg. Stern-Prismen-Gesellschaft, Berlin).

Abb. 43.



2. Stützen.

Vgl. Grundform und Bemerkung auf S. 232. Einlagen sowohl für Hauptdruckspannungen als auch für Nebenbiegungsspannungen. Querschnitt zumeist rechteckig (quadratisch), weil einfachste Schalung (Abb. 49, S. 257).

Abb. 44.

Querschnitt eines mehrstöckigen Geschäftshauses (Graf-Eberhard-Bau in Stuttgart); insgesamt 12 000 qm Decken für 1500 kg/qm Nutzlast. Fundamentplatte in Stampfbeton mit kreuzweiser I-Profilbewehrung.

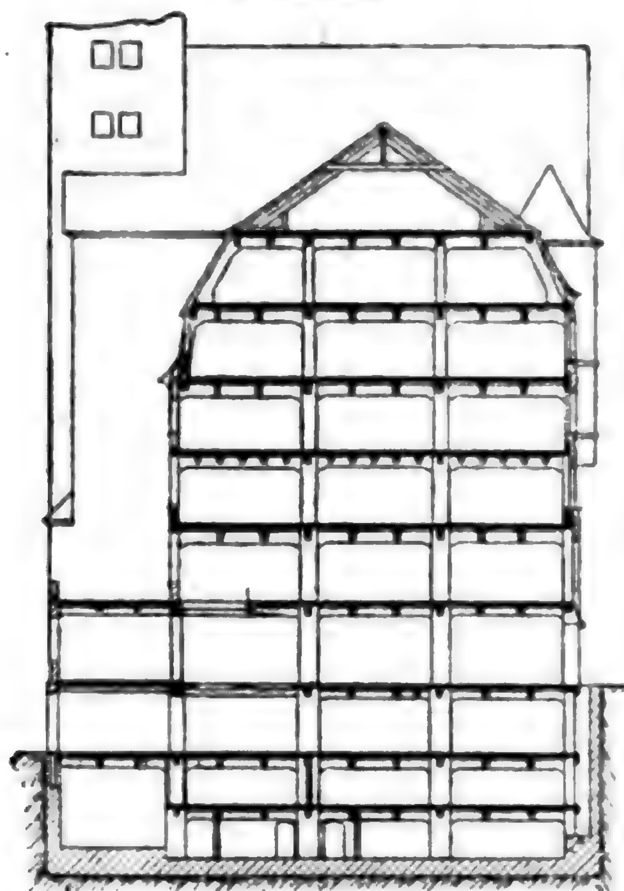


Abb. 45.

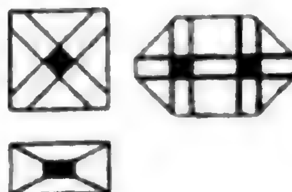


Abb. 47.

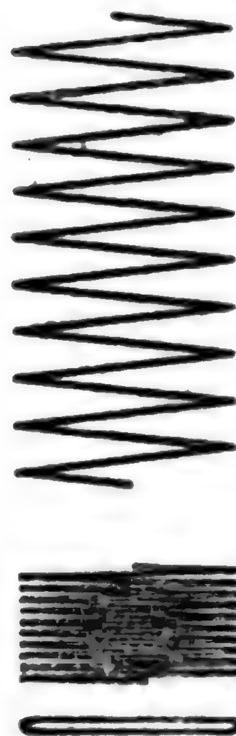


Abb. 46.

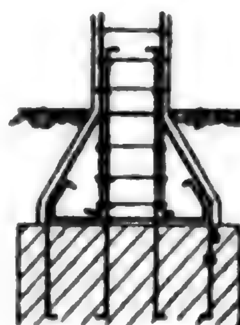
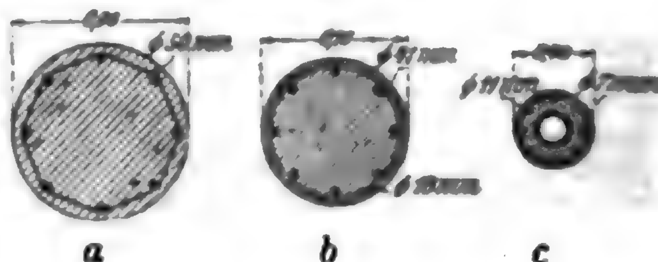


Abb. 48.



a b c

Bei grofsen Lasten allseitig ausladende Fundamentplatten gemäfs Abb. 45 nötig. Ausbildung des Säulenfufses: entweder feste Verspannung mit dem Fundament (Abb. 46), oder stumpfes Aufsetzen auf das Fundament, oder gelenkartige Lagerung (Pfosten gelenkartig gelagerter Rahmen, Pendelsäulen).

Verschiedene Bauweisen, wie Hennebique, Wayss usw., unterscheiden sich nur in der Bügelausführung. Am gebräuchlichsten sind Rundeisenbügel.

Stützen mit lotrechten Einlagen und spiralförmiger Umschnürung sind schlanker und zeigen mehr als doppelt so große Tragfähigkeit als Stützen ohne Spiralumschnürung (vgl. die Bestimmg. S. 234). Dünnere und enger gewickelte Spiralen leisten bei gleichem Eisenaufwand mehr als dickere Spiralen bei größerer Ganghöhe. Gewöhnlich ganze Spiralen; nach Bauweise Magid mehrere zwischen 2 Längseisen ausgeführte spiralartige Einzelverschnürungen (Abb. 47), die, zusammengenommen, ebenfalls eine durchlaufende Verschnürung bilden.

Besonders schlanke Stützen kann man durch Anwendung umschnürten Gußeisens erzielen (Bauweise v. Emperger). Abb. 48: Vergleich zwischen Säulen aus Eisenbeton (*a*), umschnürtem Beton (*b*) und umschnürtem Gußeisen (*c*), für eine Last von 265 t berechnet.

Abb. 49.

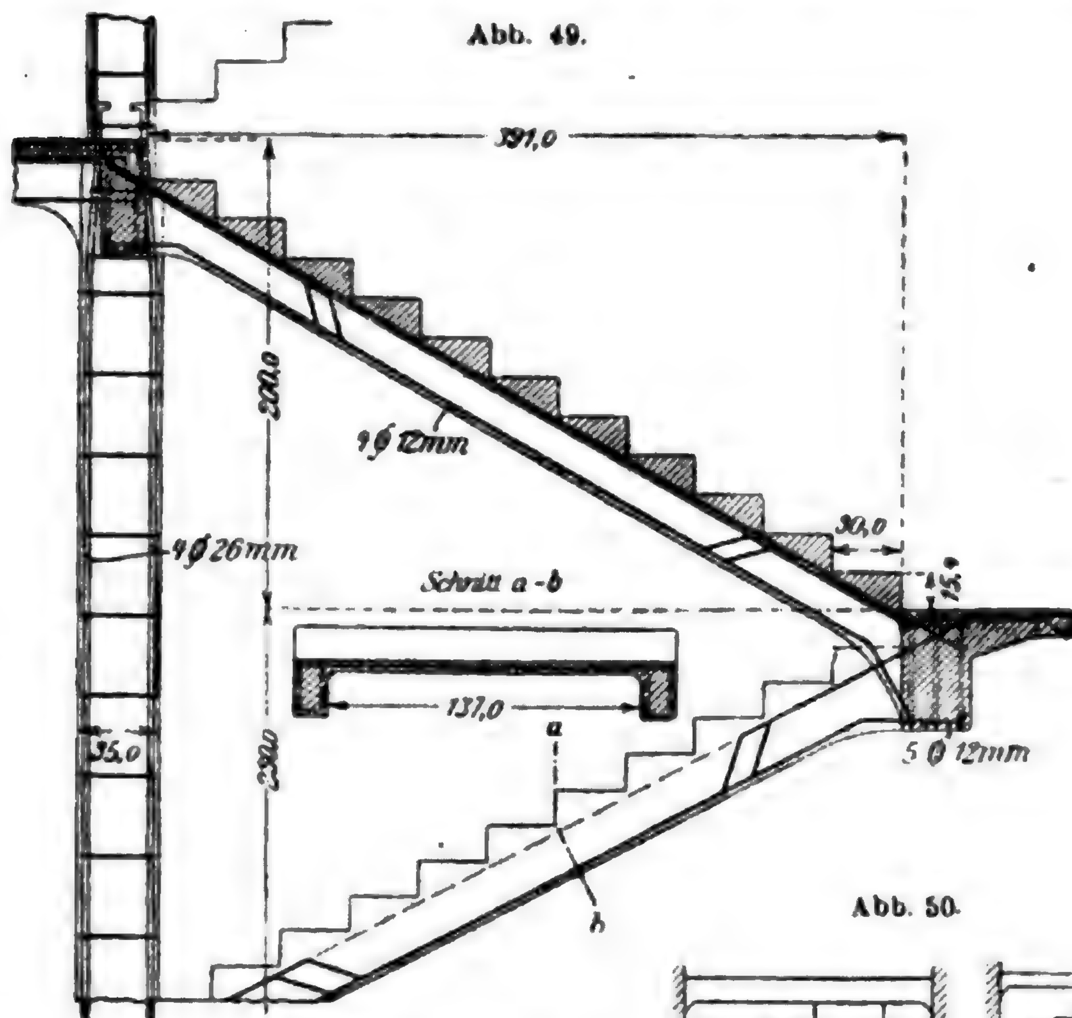
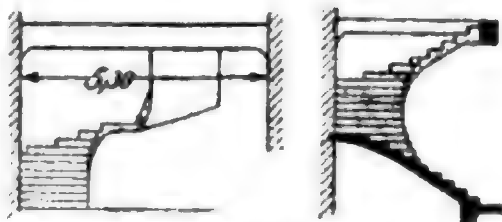
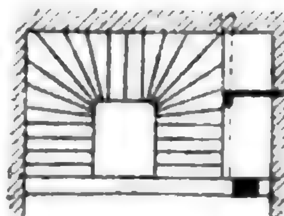


Abb. 50.





Treppenlauf in Form einer gewundenen Platte, ohne besondere Wangenträger.

3. Treppen.

Vorteile: vollkommene Feuersicherheit, weshalb Herstellung besonders abgetrennter Treppenhäuser nicht nötig; unbegrenzte Formgebung (Abb. 50), weite Auskragungen.

Fabrikmäßig hergestellte Trittstufen aus Eisenbeton billiger als Stufen von Haustein. Belag aus Granit, Marmor, Asphalt, Zement, Steinholz, Linoleum u. dgl. Schutz der Kanten durch Vorstoßschienen. Bewehrung nur bei größeren Längen nötig. Bei freitragenden (einseitig eingespannten) Stufen liegen die Einlagen

oben, bei beiderseits eingebundenen Stufen dagegen unten. Einspannungslänge 20 bis 30 cm.

Ebene Platte zwischen eisernen I- oder [-Wangen oder gewölbte Platte zwischen eisernen Podestträgern. Aufsattlung der Stufen in Stampfbeton oder Ziegelmauerwerk. Eiserne Träger zwecks Feuersicherheit zu ummanteln.

Treppenläufe mit eisenverstärkten Wangen- und Podestträgern, in Schalrüstung hergestellt. Treppenlauf gerade oder gewunden. Stufen in der Regel aufbetoniert. Wangen- wie Podestträger als Plattenbalken zu berechnen.

4. Dächer und Hallenbauten.

Hauptvorteile der Eisenbetondächer: vollkommene Feuersicherheit, Ausnutzung der weiten, luftigen Dachgeschosse zu Ateliers, Arbeitsstätten,

Abb. 51.

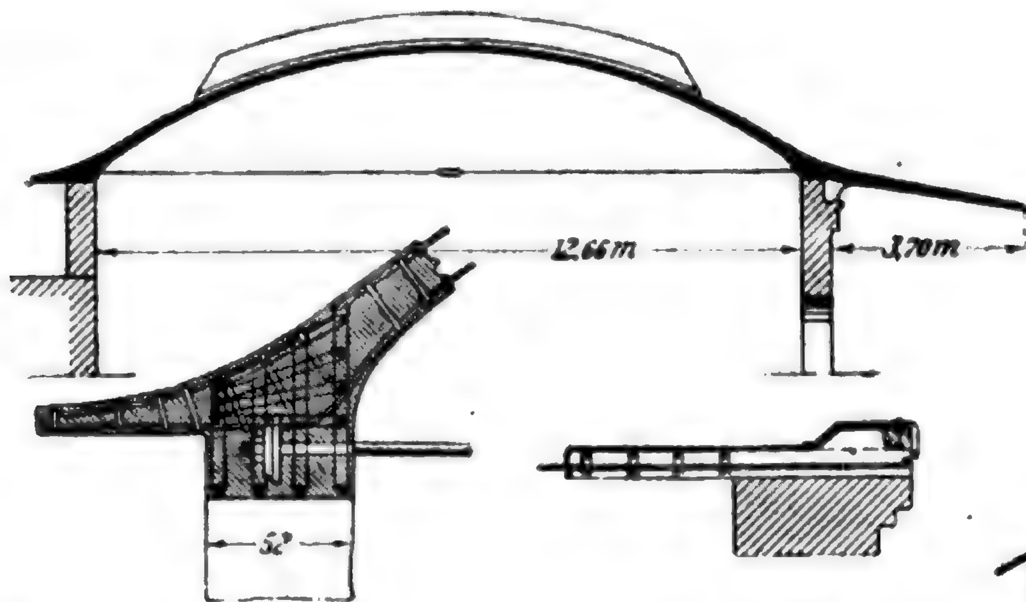
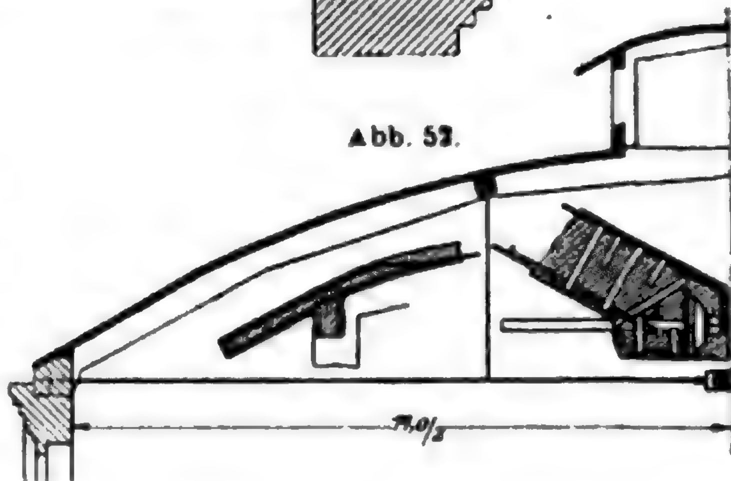


Abb. 52.



Lagerräumen u. dgl. Abdeckung durch Ruberoid (mit kaltflüssiger Klebemasse auf den Beton geklebt), Pappe, Pappolein, Schiefer, Metall (auf Holzschalung) usw. Wärmeschutz durch Kork, Asphaltfilz, Schlacken oder Bimsbeton.

Platten - Dachhaut nach Bauweise Monier für eiserne Dachbinder sehr im Gebrauch. Bei gröfseren Dachflächen sind Ausdehnungsfugen vorzusehen. Feuerschutz eiserner Binder durch angehängte Monier- oder Rabitzgewölbe.

Balkendächer, Mansardendächer, einheitlich in Eisenbeton, also ohne Verwendung eiserner Träger (Abb. 71 S. 263). Bei spitzen Dachformen auch Aufbau in Holz (Abb. 44 S. 256). Lichtzuführung durch Laternen, eingefügte Fenster oder Dreieck-Oberlichter. Wagerechter Schub kann durch verstärkte Einlage der Decke des oberen Stockwerkes aufgenommen werden.

Selbst **Fachwerkbinder** in Eisenbeton kommen mehr und mehr in Aufnahme (allerdings teure Schalung)

Gewölbe in Eisenbeton, nach Monierart bewehrt, bis etwa 20 m freitragend; $l/_6$ bis $l/_8$ Pfeilhöhe. Der wagerechte Schub wird in der Regel durch eiserne Zugbänder (bisweilen von Beton umhüllt oder auch zur Anhängung einer feuerschützenden Rabitzdecke verwendet) aufgenommen (Abb. 51), Lichtzuführung durch Dreieckoberlichter. Abb. 51 bemerkenswert durch die seitliche weite Auskragung, Abb. 52 durch Laternenaufsatz.

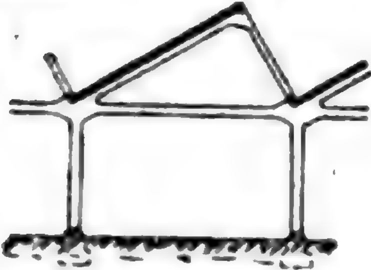


Abb. 53. Shedbinder mit eingeflügtem Oberlicht (vgl. Abb. 116 S. 277).

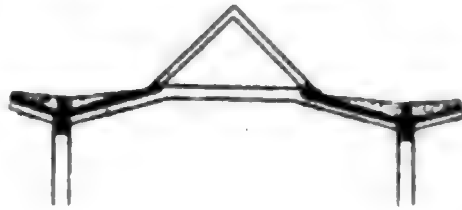


Abb. 54. Shedbinder mit aufgesetztem Dreieckoberlicht (bessere Lichtwirkung, unabhängig von der Himmelsrichtung).

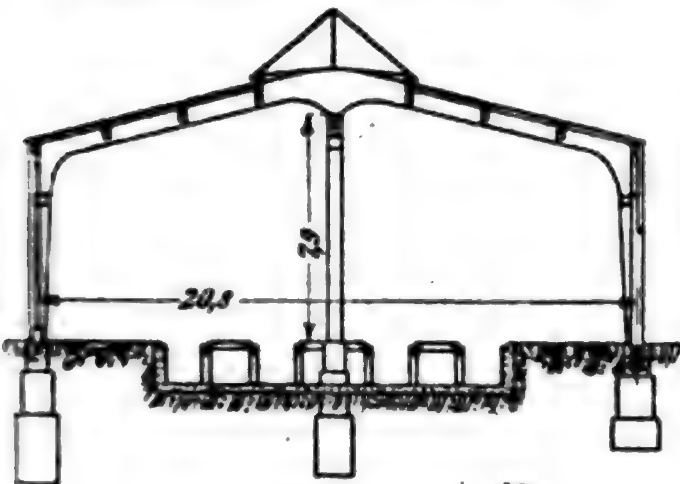


Abb. 55. Strafsenbahnwagenhalle für 6 Aufstellgleise; Binderentfernung 5,55 m; Wandfachwerk in Eisenbeton, unten 12 cm starke Backsteinausfüllung, oben verglast.

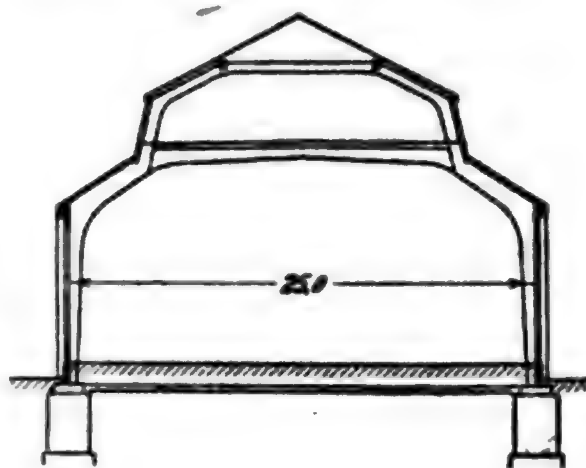


Abb. 56. Ausstellungshalle von 26 m Breite und 7 m Binderteilung. (Zwei übereinandergesetzte steife Rahmen; Dachspitze in Holz.)

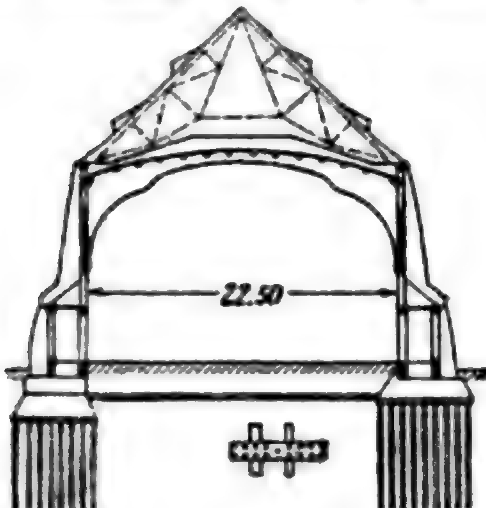


Abb. 57. Bogenbinder des Längsschiffes der evangel. Garnisonkirche in Ulm; Binderentfernung 7,7 m, Gründung auf Straufspfählen; Füllmauerung der Umfassungswände zwischen Eisenbetonrahmenwerk.

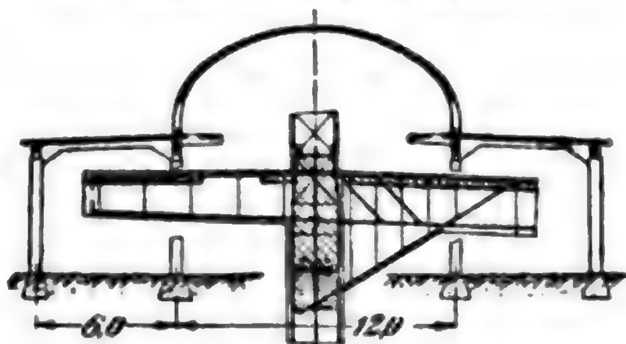


Abb. 58. Dreischiffige Halle mit Bogendach (ohne Zuganker) über dem Mittelschiff; Binderentfernung 5,55 m.

Kuppeln in Form dünner Schalen mit Meridian-Tragstäben und Horizontalringen als Verteilungsstäbe. Wagerechter Schub durch kräftige Kämpferringeinlage aufgenommen; also nur senkrechte Mauerdrücke. Auflösung der Schalen in Rippen und Füllplatten. Abb. 60: Formgebung einer Kuppel von 65 m Lichtweite (neue Festhalle in Breslau).

Abb. 59.

Dreischiffige Fabrikhalle mit Kranstützen und Zwischendecken in den Seitenschiffen.

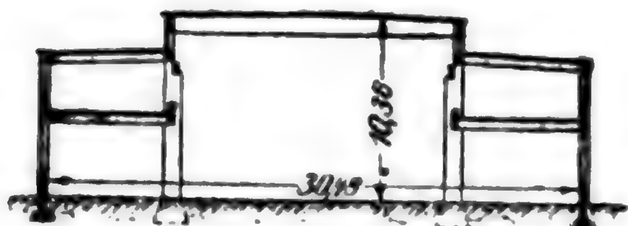
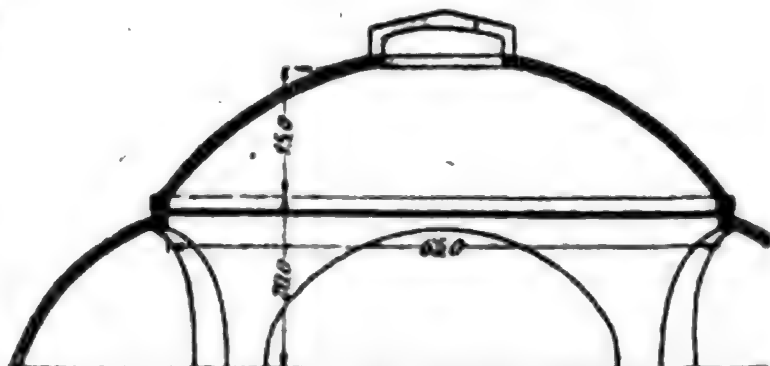


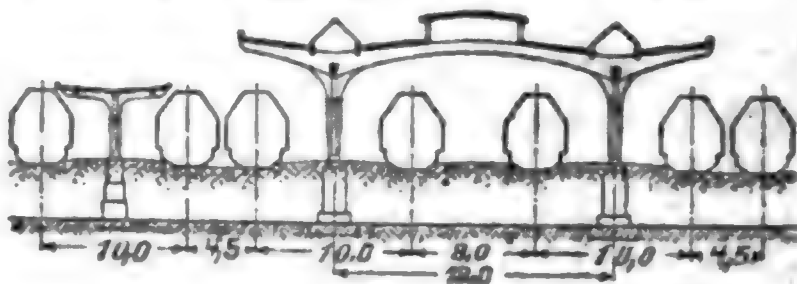
Abb. 60.



Hallenbauten in Eisenbeton, in der Regel als Rahmenbinder ausgeführt. Wagerechter Schub auf die Fundamente übertragen oder durch Zugband aufgenommen. Vgl. die Abb. 55 bis 61.

Abb. 61.

Einstielige und zweistielige Bahnsteighallen; Binderentfernung 10,78 m. (Keine schädlichen Einwirkungen der Lokomotivgase, also keine Unterhaltungskosten; schöne Formgebungen; reichlich Oberlicht und Dunstabzug.)



5. Wände und Mauern.

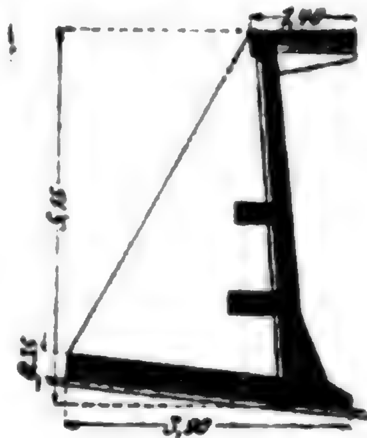
Gebäudemauern (Aufsen- wie Innenwände) in Eisenbeton noch wenig ausgeführt; zwar dünn, leicht, feuer- und einbruchsicher sowie sich selbst tragend, aber teuer, nicht nagelbar und wärmeleitend. Am besten Rahmenwerk aus bewehrten Säulen und Unterzügen mit leichtem Füllmauerwerk (Back- oder Schwemmsteine, auch Zementdielen). Doppelwände mit Hohlraum oder mit Zwischenfüllung von schlechten Wärmeleitern. Ausdehnungsfugen zur Verhütung von Rissebildungen.

Bauweisen Monier, Wayss (aufwärts gebogene Tragstäbe), Hennebique (Gerippe von Trag- und Verteilungsstäben mit Bügeln), Prüfs (Mauerwerk in Zementmörtel mit Flacheiseneinlagen), Streckmetall, Rabitz.

Einfriedigungsmauern in Eisenbeton billig und dauerhaft. Statt eines durchgehenden Gründungsmauerwerkes genügen Grundsockel für die Pfeiler. Die dazwischengespannten lotrechten Platten tragen sich selbst. Durch fabrikmäfsige Herstellung der Einzelteile wird an Schalung gespart und ein späterhin etwa erforderlich werdendes Auseinandernehmen und Versetzen der Mauer ermöglicht.

Abb. 62.

Ufermauer zum Abschlufs eines Helling auf der Danziger Werft. Auflast (Kranglels) = 1000 kg/qm; niedrigster Wasserstand 2,66 m, höchster Wasserstand 0,11 m unter Maueroberkante.

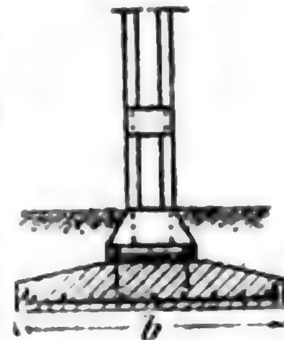


Stützmauern in Eisenbeton gut in Rutschboden.

1. Ausführungsweise: Starke Mauer- oder Eisenbetonpfeiler mit dazwischengespannten Eisenbetonplatten oder -gewölben. Unten stärkere Wandung und engere Teilung der Bewehrung als oben.

2. Ausführungsweise: Winkelstützmauern gemäfs Abb. 62, bei welchen das Erdgewicht auf die Fufsplatte zur Erzielung der Standsicherheit benutzt wird. Wagerechte Versteifungsrippen der Vorderwand nur bei gröfseren Höhen und bedeutenden Auflasten zweckmäfsig. In gewissen Entfernungen Ausdehnungsfugen in Form von Doppelrippen. Vorderflächen können steinmetzmäfsig bearbeitet oder durch verschiedenartigen Verputz belebt werden. Empfehlenswert ist ein Anlauf der Vorderfläche (dann geringere Wandstärken).

Abb. 68.



6. Gründungen.

Fundamentplatten in Eisenbeton verlangen wenig Bodenaushub, weil ihre Sohle nicht tief liegt. Bei starkem Wasserandrang nimmt man auch eine einzige zusammenhängende Platte für den ganzen Gebäudegrundrifs (Abb. 44 S. 256). Nach Abb. 71 S. 263 sind die Plattenfelder zu umgekehrten Gewölben

Abb. 64.

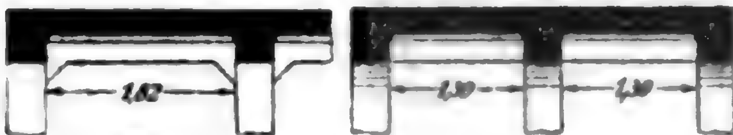


Abb. 66.

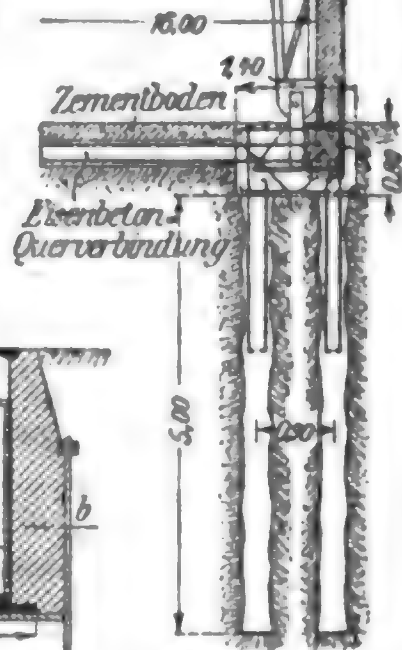


Abb. 65.

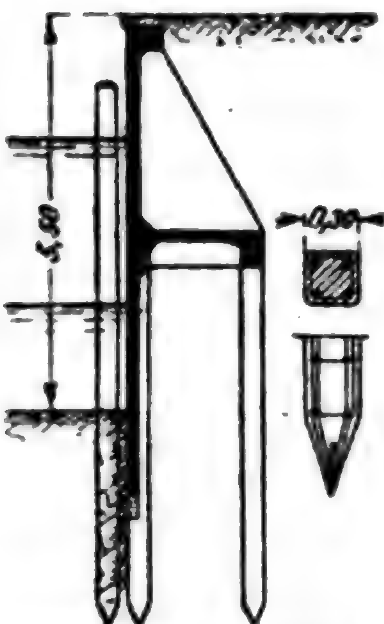
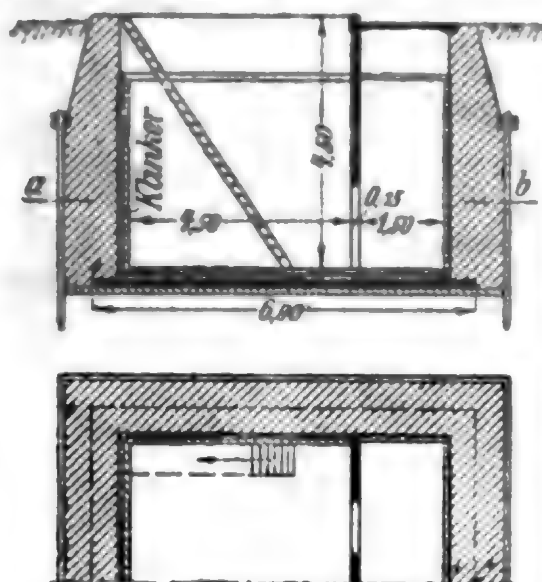
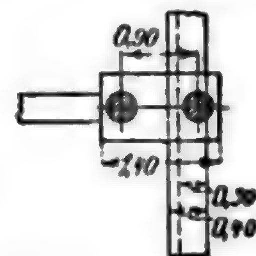


Abb. 67.





ausgebildet, in deren Kämpfern die Säulen und Wände aufsetzen. Abb. 63 zeigt die Plattenfundierung einer eisernen Stütze.

Pfähle aus Eisenbeton, fabrikmäfsig hergestellt und fertig angeliefert, in Längs- und Querrichtung gut bewehrt, verlangen besondere Rammen,

die fahrbar, dreh- und kippbar sind. Sie bieten Vorteile bei tiefliegendem, gutem Baugrund (Ersparnis an Erdaushub, keine Wasserhaltung, unabhängig vom Grundwasserstand), bei Wasser- und Brückenbauten. Querschnitt quadratisch oder vieleckig; Einlagen wie bei den Stützen (Abb. 65 S. 261), möglichst enge Bügelteilung. Pfahlkopf durch Holz, Blei, Sand o. dgl. gegen die Schlagwirkung geschützt; Pfahlspitze mit stählernem Schuh versehen. Verbindung der Pfahlköpfe mit Banketts aus Eisenbeton gemäfs Abb. 64 S. 261. Abb. 65: Kaimauer mit Spundwand und gepfählter Plattform, auf der sich eine durch Rippen abgesteifte Stützwand — als Fortsetzung der Spundwand — erhebt. Vorn Schutzpfähle. Neuerdings Pfahlgründungen durch z. T. bergmännische Absenkung von Betonpfeilern. Bauweisen Simplex, Reymond, Straufs. Straufspfähle bemerkenswert durch Fortfall jeglicher Rammarbeit und durch die Bodenprüfung bei jedem Bohrloch; Abb 66 S. 261 zeigt die Gründung einer eisernen Halle, Abb. 57 S. 259 die Gründung der evangelischen Garnisonkirche in Ulm.

Senkbrunnen aus eisenverstärkten Betonröhren, die späterhin mit Magerbeton ausgefüllt werden.

Abb. 67 S. 261 zeigt eine wasserdichte Kesselhausanlage. Umfassungswände in Stampfbeton, Zwischenwand, Decke und Bodenplatte (auf Magerbetonschicht) in Eisenbeton. Wasserdichter Verputz der Innenmauerung durch Klinkerschicht und derjenige der Bodenplatte durch 8 cm starken Betonboden geschützt.

7. Behälter.

Flüssigkeitsbehälter in Eisenbeton haben zumeist kreisförmige Grundrifsform; rechteckige Behälter erhalten leichter undichte Ecken. Erzielung der Wasserdichtigkeit durch fette Mörtelschicht mit Zementabglättung und Fluatanstrich, durch Asphaltzwischenlagen, auch Anstriche mit Siderosthen, Teer, Testalin, Magnesium-Fluorsilikat u. dgl. Plattenverkleidung gegen Säureeinwirkung. Eindeckung kann durch Rippendecken (Abb. 68) oder durch Gewölbe (Abb. 69) erfolgen. Bei kreisförmigem Grundrifs tangentiale Zug- oder Druckbeanspruchung der Wandung. Unten engere Teilung der Einlagen und gröfsere Wandstärke als oben. Bei gröfseren Wandlängen rechteckiger Behälter sind senkrechte Streben zweckmäfsig. Sohle aus Stampf- oder Eisenbeton. Bei gröfseren Behälteranlagen ist auch auf Ausdehnungsmöglichkeit Bedacht zu nehmen.

Abb. 68.
Wasserbehälter von 150 cbm Fassungsraum; Rippendecke an vier Stellen durch Säulen gestützt.

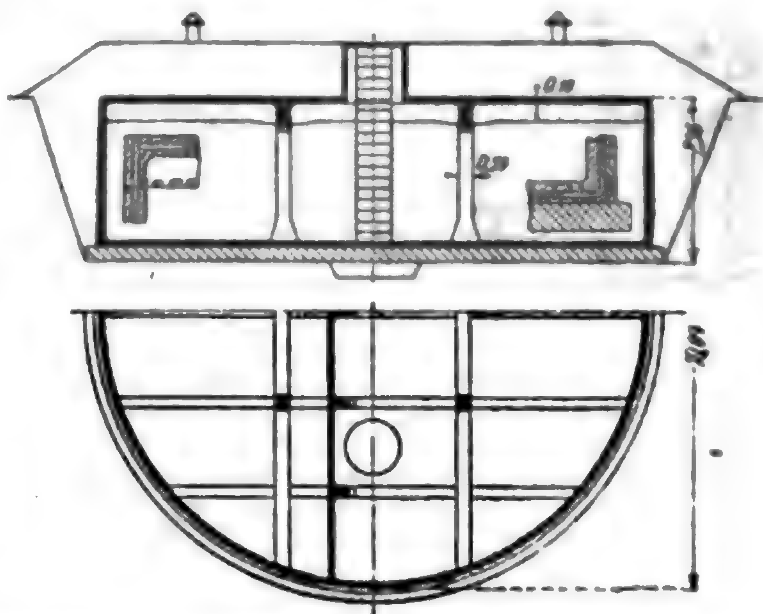


Abb. 69.
Quadratischer Behälter für eine Kläranlage; Decke gewölbt; Fassungsraum ∼ 16 cbm.

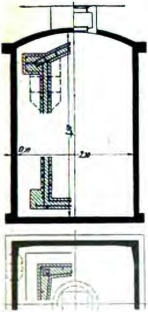


Abb. 70.

Abb. 72. Kohlensilo für ein Maschinenhaus.

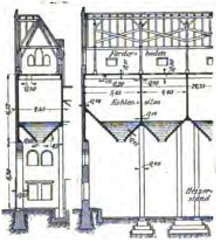
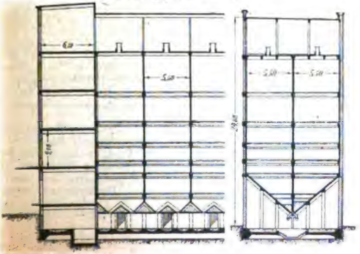


Abb. 71.
Getreidesilo von 7000 cbm Fassung. 14 Zellen in zwei Reihen angeordnet. Lehmiger Boden bei nur 0,80 m Grundwasserstand, deshalb Plattenfundierung bei 1,6 kg/qcm Bodendruck.



Digitized by Google

Hochbehälter (Wassertürme) auf turmartigem Unterbau aus Mauerwerk, Eisenbeton-Rahmenwerk mit Ausfüllung oder freistehenden Eisenbetonstützen. Verbindung von Schornstein und Wasserbehälter für Fabrikanlagen. Wärmeschutz-Ummantelung des Behälters stets zu empfehlen.

Abb. 70 S. 263: Verschiedene Ausbildung freitragender Behälterböden: als Rippenplatte (*a*), in Kegelform, ohne und mit Einsteigrohr (*b*, *c*), als Kugelkalotte (*d*), in Intzeform mit innerem Kugel- und äufserem Kegelstumpfboden (*e*) oder in einer Form nach Abb. *f*.

Silos in Eisenbeton für trockene Stückmassen (Sand, Kies, Steinschlag, Kohle, Erze, Asche usw.) oder Getreide. Starke Inanspruchnahme der Wände, weil grofse Bauhöhe bei möglichst kleiner Bodenfläche. Man unterscheidet grofsräumige Silos (Kohlenaufbewahrung in Gasanstalten und industriellen Betrieben; Seitenwände als kräftige Stützmauern mit Strebepfeilern ausgebildet) und Zellensilos (Aufbewahrung von Getreide; doppelt bewehrte Scheidewände), Auslauftrichter zumeist in Form hängender Pyramiden.

8. Röhren, Kanäle, Durchlässe.

Beton ist genügend widerstandsfähig gegen chemische Einwirkungen der Abwässer, Fäkalien und gegen Reibung von Sinkstoffen, Sand u. dgl. Salzsäure, Salpetersäure, Essigsäure und Kohlensäure sind nicht schädlich, wenn ihr Gehalt $< {}^1/_{10}\,{}^0/_0$. Schädlich wirkt aber heifses Wasser (über 50°) sowie heifser Dampf.*) Auskleidungen mit hartgebrannten Klinkern oder Tonschalen auf Wasserstandshöhe (Knauffsche Platten).

Röhren in Eisenbeton sind dauerhaft und widerstandsfähig gegen mechanische Einflüsse (Erdrutschungen) und gegen Aufsen- und Innen-

Abb. 73.

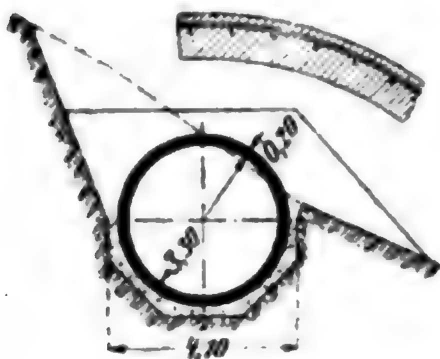


Abb. 74.

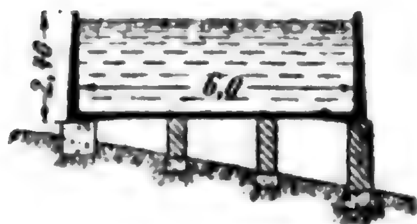
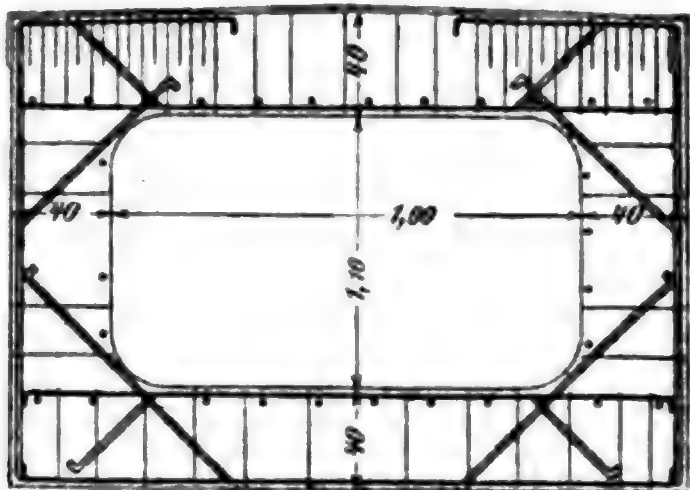


Abb. 75.



druck. Beliebige Wahl des Profils. Dünne Wände, deshalb leichteres Handhaben und geringerer Druck auf den Untergrund. Eisengeflecht aus ringförmigen Tragstäben, durch gerade Längsstäbe verbunden Abb. 73). Doppelgeflecht nur bei sehr stark beanspruchten Röhren von gröfserem Durchmesser notwendig.

*) Vgl. weiterhin „Zementrohre, ihre Verwendung, Prüfung und Bewertung in der Praxis“, Gary, Berlin 1908.

Verlegen, Querschnittform, Muffen (hier mit Einlagen), Sättel, Bandagen, Ausdehnungsfugen usw. wie bei den gewöhnlichen Zementröhren. Bis 2,00 m Durchm. fabrikmäfsige Herstellung möglich, sonst Ausführung in der Baugrube mit Lehrbogen und Schalung (Bauweise Monier, Bordenave, Zisseler u. a.).

Kanäle in Eisenbeton, geschlossen, von rundem, gedrücktem oder rechteckigem Profil. Leichte Herstellung der Uebergänge von hohen zu flachen Profilen. Vorteilhaft bei schlechtem Baugrund. Wegen schneller Herstellung Abkürzung der Störungen des Strafsenverkehrs. Besonders vorteilhaft für Sielbauten, Kläranlagen und Kanalisationsbauten sowie für Durchlässe (Abb. 75), Untergrundbahnen, Tunnelbauten, Aquädukte und Kanalbrücken. Decken von grofser Tragfähigkeit bei geringer Ueberschüttung und kleinster verfügbarer Bauhöhe.

Abb. 74: Querschnitt eines offenen Kanals für eine Turbinenanlage; 2 m Wasserhöhe, 20 cm Wandstärke.

Abb. 75: Rechteckiger Querschnitt eines Dückers; innen glatter Zementverputz.

Durchlässe in Eisenbeton, entweder als allseitig geschlossene Rahmen ausgebildet (Abb. 75); vorteilhaft bei nachgiebigem Baugrund, oft mit Pfahlgründung) oder als einfache Deckenplatte auf Seitenwänden in Bruchstein- oder Stampfbetonmauerwerk.

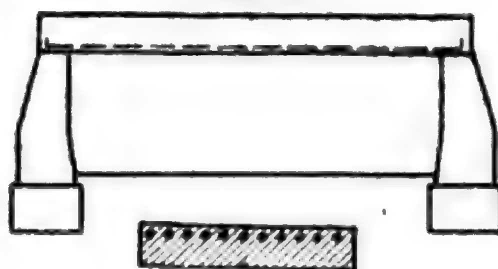
Sind Uebergänge von hohen zu flachen Profilen nötig, dann empfehlen sich in erster Linie gewölbte Durchlässe in Eisenbeton. Parabelförmige Wandungen — dem Verlauf der Drucklinie folgend — stützen sich auf biegungsfeste Sohlkörper, deren Bewehrung den wagerechten Schub aufnimmt. Hohe Tragfähigkeit und geringes Eigengewicht selbst bei gedrücktestem Kanalquerschnitt (geringster Bauhöhe).

9. Platten- und Balkenbrücken.

Plattenbrücken.

Lichtweite zumeist wesentlich kleiner als Breite der Brückentafel. Grenzwerte der Spannweiten etwa 1,5 m bei Eisenbahnbrücken, 3 bis 4 m bei Strafsenbrücken und 4 bis 5 m bei Fufssteigen. Bei gröfseren Spannweiten sind Balkenbrücken wirtschaftlicher, oder Walzträger mit dazwischengestampftem Beton bzw. dazwischengespannten Eisenbetonplatten.

Abb. 76.



Vollwandige Balkenbrücken.

a) **Einfache Balkenträger mit oben liegender Fahrbahn.** Spannweiten etwa 5 bis 13 m. Die Anordnung des Tragwerkes entspricht durchaus derjenigen der eisernen Brücken: es werden die Hauptträger von Widerlager zu Widerlager gelegt und durch ein festes Fahrbahngerippe steif miteinander verbunden. In statischer Hinsicht sind die Plattenbalken zumeist als beiderseits frei aufliegend anzusehen; nur bei kräftiger Verankerung im Widerlager kann eine Einspannung bei der Berechnung berücksichtigt werden. Bei beschränkter Bauhöhe können

statt einiger hoher Balken mehrere Einzelbalken von geringerer Höhe und geringerer Entfernung genommen werden. Vorteilhaft ist eine leichte Wölbung der Fahrbahnplatte in Quer- und Längsrichtung, damit das durch die Bettung eingesickerte Wasser allseits abfliefsen kann. Zum Schutze des Betons gegen das Wasser verwendet man am besten Asphalt mit Blei- oder Filzeinlagen, welche durch eine besondere Betonschicht gegen mechanische Zerstörung durch den Bettungskörper zu schützen ist.

Die Anordnung der Widerlager und ihrer Fundamente entspricht im allgemeinen derjenigen eiserner Brücken. Die Uebertragung der Brückenlast erfolgt am vorteilhaftesten durch einen besonderen, quer zur Brückenachse liegenden Auflagerträger. Widerlager in Eisenbeton bieten den Vorteil geringerer Masse, also auch geringerer Fundamentsohlflächen.

Trägerstützungen mittels Kipp- und Rollenlager sind bisher nur vereinzelt ausgeführt worden. In der Regel genügt eine einfache Auflagerung durch besondere Auflagerquader (auch in Eisenbeton), oder mittels einer 2 cm starken flufseisernen oder stählernen Lagerplatte. Sind die Brückenträger frei aufgelagert, so mufs durch mindestens 2 cm breite Anschlufsfugen auf Temperatureinflüsse Rücksicht genommen werden. (Abdeckung durch übereinandergeschobene Bleche oder dgl.).

Abb 77 u. 78.

Abb. 77 u. 78: Strafsenbrücke von 12,40 m Stützweite (Ueberbrückung der Neukölln-Mittenwalder Kleinbahn im Zuge der Germaniastrafse, Berlin). Breite zwischen den Geländern 14 m; gesamte Konstruktionshöhe 1.35 m, einschl. 10 cm für Granitkleinpflaster und 15 cm für Magerbeton und Isolierung. Zwischen den Fufswegbalken ist eine dünne Decke zwecks Aufnahme von Leitungsrohren gespannt.

Für Gleisüberführungen zwischen Böschungen eignen sich Brückenformen gemäfs Abb. 84 S. 268. Kein Druck auf das in der Regel wenig tragfähige, bewegliche Böschungserdreich.

Abb. 79 bis 81.

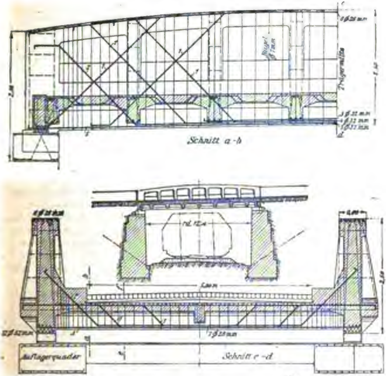


Abb. 82.

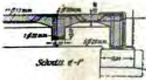
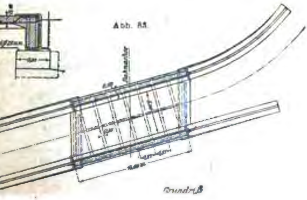


Abb. 83.



Digitized by Google

b) Einfache Balkenträger mit unten liegender Fahrbahn. Im allgemeinen nur dann empfehlenswert, wenn die lichte Breite kleiner ist als die halbe Lichtweite der Brücke. Spannweiten von 8 bis 10 m an aufwärts, Breiten bis zu 5 und 6 m. Balkenbrücken mit unten liegender Fahrbahn sind auch dann zweckmäfsig, wenn man nicht in der Lage ist, durch Anordnung von Zwischenpfeilern ein fortlaufendes Trägergebilde zu verwenden, oder wenn man die kostspieligen Widerlagskörper eines gewölbten Brückenbogens sowie gröfsere Anrampungen vermeiden möchte. Grundformen gemäfs Abb. 85 (Fufsgängerbrücke) und Abb. 86 (Strafsenbrücke mit seitlichem Fufssteig). Die Trägerhöhe ist natürlich abhängig von der Brückenbreite; sie kann gemäfs Abb. 87 an den Auflagern geringer sein als in Trägermitte (Baustoffersparnis). Zur Flächenbelebung und Gewichtsverringerung kann man gemäfs Abb 79 S. 267 Aussparungen an der Trägeraufsenseite vornehmen. Auflagerquader zumeist in Eisenbeton.

Abb. 84.

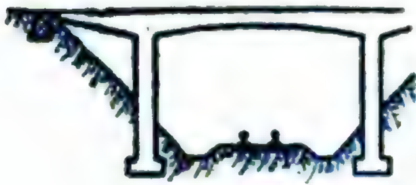


Abb. 85.

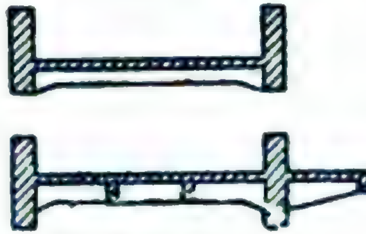


Abb. 86.

Abb. 87.

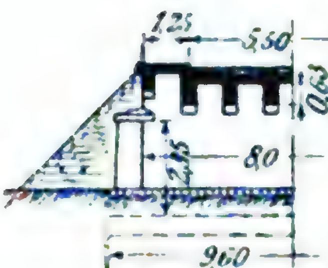
Abb. 79 bis 83 S. 267: Strafsenüberführung der Grofsherzogl. Badischen Eisenbahn in Bretten; Spannweite 12,30 m, Breite 7,80 m, Höhe der Hauptträger 2,5 m; Ansichtsflächen in Kalksteinvorsatzbeton, steinmetzmäfsig bearbeitet.

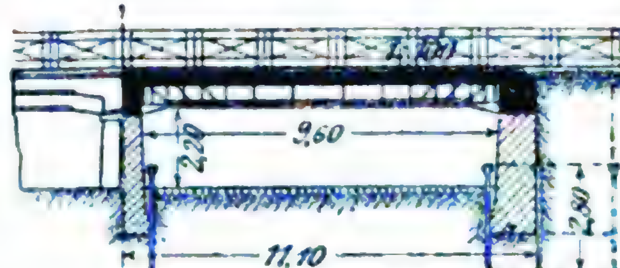
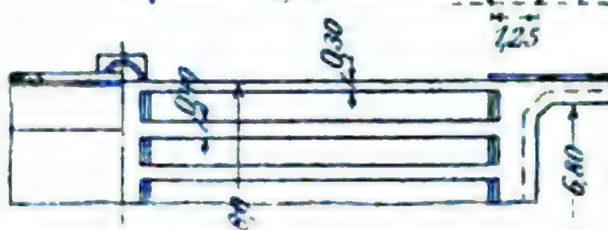
Abb. 88.

Abb. 89.

c) Einfache Balkenträger auf mehreren Stützen. Entweder mehrere einfache, statisch bestimmte Trägerstücke (Abb. 88) oder durchlaufende Träger (Abb. 89). In letzterem Falle beträchtliche Baustoffersparnis und Ermöglichung gröfserer Durchfahrtsöffnungen, insbesondere dann, wenn Mittelfelder gröfser als Endfelder. Freie Auf-

Abb. 90.





lagerung auf den (vollwandigen oder Einzel-) Stützungen (Abb. 90) oder volle Einspannung gemäfs Abb. 91. Die Pfeiler können auch als Eisenbetonjoche auf Pfahlgründung ausgeführt werden (Abb. 92). Man hat auch

Abb. 91.

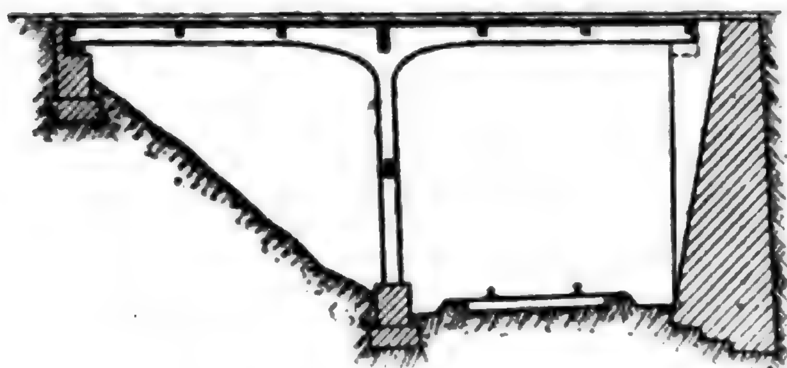
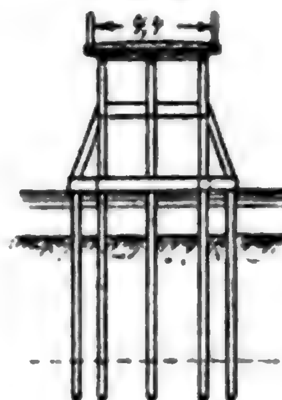


Abb. 92.



Pendeljoche angewendet, ebenso Gleit- und Rollenlager bei Verwendung feststehender Joche.

Anordnung der Eiseneinlagen wie im Hochbau.

d) **Eingespannte Brückenbalken und Rahmenträger.** Feste Verspannung der Hauptträger mit den Widerlagskörpern zu einem biegungsfesten Rahmen. Die Widerlager haben zumeist die Form der Winkelstützmauern (Abb. 106 S. 272). Positive Biegungsmomente in Balkenmitte wesentlich kleiner als bei freier Endauflagerung; anderseits aber beträchtliche negative Einspannungsmomente.

Abb. 93.

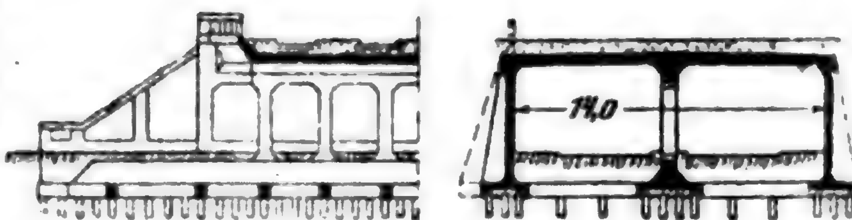


Abb. 93: Quer- und Längsschnitt eines Eisenbahntunnels auf Holzpfählung. Mittelwand in einzelne Säulen aufgelöst. Seitenwände nur 23 cm stark, durch Rippen gestützt. Wände getrennt fundiert, aber durch Querbalken verbunden.

e) **Kanalbrücken.** Brückenartige Ausbildung schiffbarer Kanäle. An Stelle der Fahrbahntafel tritt der Kanal, der rechteckigen Querschnitt mit lotrecht stehenden Wänden (die als Tragbalken ausgebildet werden können, ähnlich wie Abb. 80 S. 267 zeigt), oder auch trogförmigen Querschnitt haben kann. Hohe Belastungen (gleichmäfsig verteilt), deshalb nur geringe Spannweiten möglich. Ausdehnungsfugen und Schutzmittel für Sohle und Wände (gegen Beschädigungen), sowie guter wasserdichter Innenputz erforderlich.

Fachwerkbrücken.

Fachwerkbrücken in Eisenbeton eignen sich für gröfsere Lichtweiten als etwa 18 m, bei welchen die Vollwandträger ihres zu grofsen Eigengewichtes wegen unvorteilhaft sind (die gleichen Gesichtspunkte wie im eisernen Brückenbau). Vorteil einer besseren Baustoffausnutzung. Gurtungen in der Regel geradlinig parallel, aber auch parabel- und kreisförmig.

Durchbrochene Tragwerke, bei denen die Aussparungen verhältnismäfsig klein sind.

Pfostenfachwerke nach Bauweise Vierendeel. Gurtungen zumeist parallel, also einfache Ausführung der Verschalungen. Bei teilweiser Versenkung der Fahrbahn können die Obergurte gleichzeitig als Brüstung dienen. Die Abmessungen der Pfosten nehmen in der Regel — in Rücksicht auf das Anwachsen der Schubkräfte — nach den Auflagern hin stetig zu; an den Auflagern selbst zumeist vollwandiger Trägerquerschnitt.

Abb. 94.

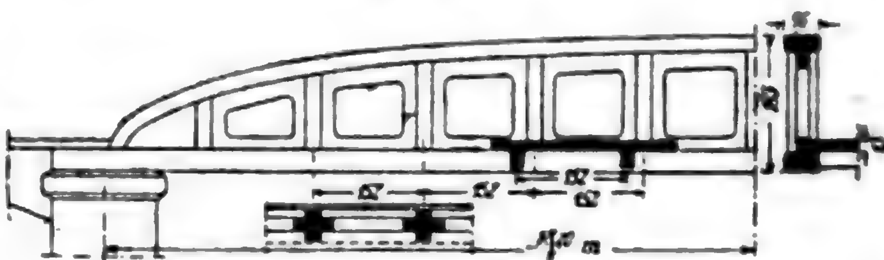


Abb. 94: Halbparabelbrücke, Trägerlänge 18,2 m, Höhe in Balkenmitte 1,83 m; Pfosten zeigen kreuzförmigen, Obergurt T-förmigen Querschnitt.

Dreieckfachwerkträger umständlicher in der Herstellung. Gliederung möglichst so vornehmen, dafs die Zugdiagonalen senkrecht zu den Gurtungen liegen (zuverlässigere Verbindung der Einlagen). Considèresche Bauweise mit Anwendung des spiralumschnürten Betons. Bauweise Visintini (fabrikmäfsige Herstellung der Träger, Abb. 40 S. 255).

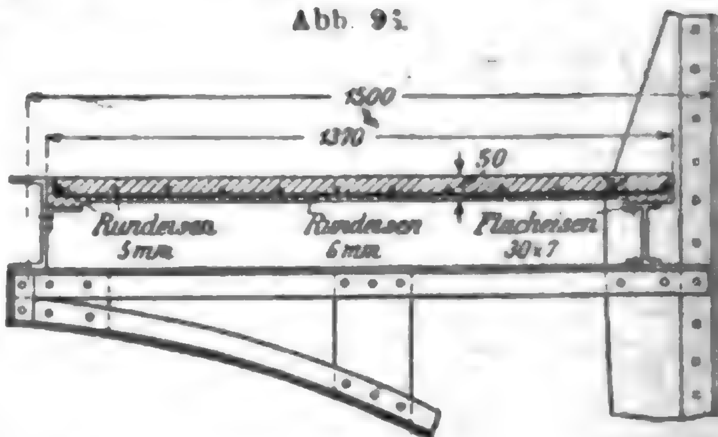
Ebene Fahrbahntafeln für Bogenbrücken und für eiserne Tragwerke.

Bei Bogenbrücken kann die Fahrbahntafel (Rippendecke) entweder durch eisenverstärkte Säulen auf dem darunter liegenden Bogen aufgestützt (Abb. 99) oder auch durch Hängesäulen an dem darüber gespannten Bogen aufgehängt sein (Abb. 108 S. 273).

Abb. 95.

Bei eisernen Brückentragwerken kann der Eisenbeton als Ersatz für Zoreseisen, Buckelplatten, Wellblech u. dgl. verwendet werden. Ersparnis besonderer Querversteifungen (Abb. 95). Fabrikmäfsige Herstellung von Platten in Breite der Trägerentfernung und Verlegen an Ort und Stelle in abgebundenem Zustande (mit Falz, spätere Dichtung mit Zement). Abb. 96: Fufssteigplatten in Eisenbeton für eine eiserne Fachwerkbrücke.

Abb. 96.



Verladebrücken, Landungsstege.

In der Regel ununterbrochen fortlaufende Plattenbalken. Gründung zumeist auf Eisenbetonpfählen, die in ihrer Verlängerung nach oben gleichzeitig als unmittelbare Stützung der Brückenbahn dienen.

10. Bogenbrücken

Gewölbe mit schlaffer Bewehrung.

Der bauliche Zusammenhang zwischen Traggewölbe und Fahrbahntafel kann verschieden sein:

a) **Vollgewölbe mit durchgehenden Stirnwänden** aus Beton, Bruchstein- oder Ziegelmauerwerk und mit Aufschüttmaterial, das die Fahrbahn unmittelbar trägt (Abb. 97). Gewöhnliches Stichverhältnis 1 : 6 bis 1 : 10. Tragstäbe gebogen, in Richtung der Längsachse der Brücke verlegt; Verteilungsstäbe senkrecht dazu. Durch richtige

Abb. 97.

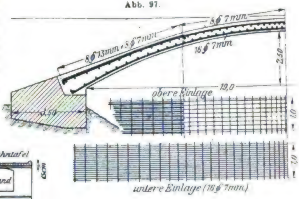


Abb. 98.

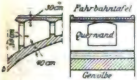
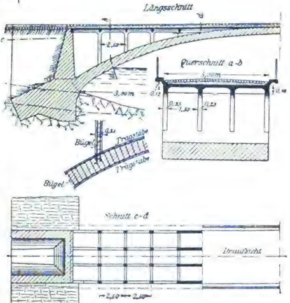


Abb. 99



Festlegung der Gewölbeform können Zugspannungen im Beton ausgeschlossen werden; die Eisenbewehrung dient dann lediglich zur Erhöhung des Sicherheitsgrades. Schubspannung spielen eine untergeordnete Rolle; trotzdem reichliche Anordnung von Bügeln empfehlenswert (Abb. 99).

b) **Vollgewölbe mit Sparöffnungen.** Empfehlenswert bei größeren Spannweiten, wo die Eigenlast der Brücke im Vergleich zur Verkehrslast größeren

Digitized by Google

Einfluſs gewinnt. Geringere Gründungsabmessungen. Abstützung der Fahrbahntafel auf das Gewölbe durch Querwände (auch Längswände), die gegebenenfalls ausgespart sein können (Abb. 98 S. 271). Auflösung der Wände in Ständerreihen; Fahrbahntafel als Plattenbalkendecke mit Hauptrippen parallel und Nebenrippen senkrecht zur Brückenachse (Abb. 99 S. 271).

Nach Abb. 100 ist das Gewölbe in zwei voneinander getrennte Streifen zerlegt; nur die Fahrbahntafel ist in voller Breite durchgeführt, dsgl. das Fundament; Ersparnis an Baustoff und an Rüstholz (zweimalige Verwertung ein und desselben Lehrgerüstes).

Statt des im Querschnitt rechteckigen Gewölbes kann auch eine gewölbte Rippenplatte zur Anwendung kommen; die Ständerreihen finden

Abb. 100.

Abb. 101.

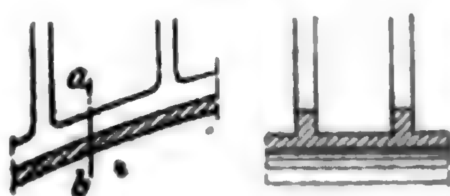
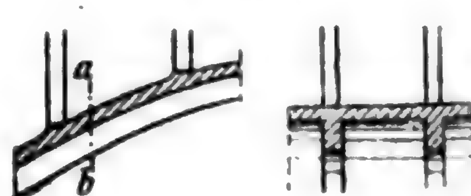


Abb. 102.



ihre Auflagerung auf den Rippen, die in entsprechender Weise zu bewehren sind und — je nach Wahl der Bogenform — nach Abb. 101 oben (einfachere Schalung), nach Abb. 102 unten liegen.

Bei der neuen Moselbrücke bei Novéant (Arm. Beton 1910, Heft 1) ist die Platte gemäſs Abb. 103 so geführt, daſs sie an den Kämpfern an der Rippenunterkante und am Scheitel an der Rippenoberkante liegt; günstigste Baustoffverteilung, weil an den Kämpfern vorwiegend negative und im Scheitel vorwiegend positive Momente auftreten.

Abb. 103.

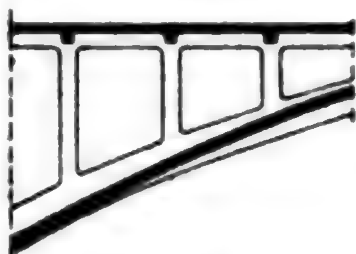
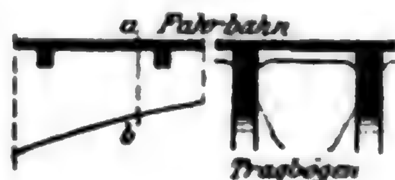


Abb. 104.



c) **Rippengewölbe mit oben liegender** (Abb. 104) **oder mit versenkter Fahrbahntafel** (Bauweise Hennebique). Bei geringer Fahrbahnbreite genügen 2 Rippen. Bei gewölbter Platte muſs Aufschüttung gemäſs Abb. 105

Abb. 105.

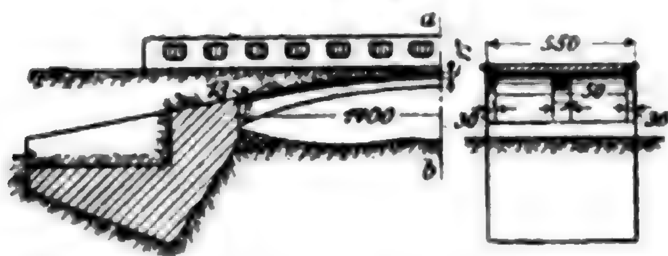
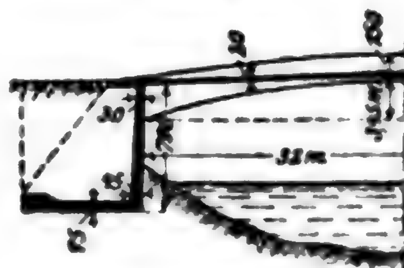


Abb. 106.



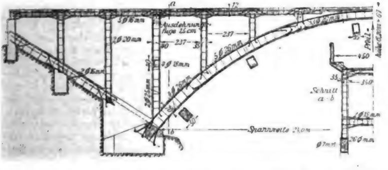
erfolgen; die äuſseren Rippen können in ihrer Fortsetzung nach oben die Stirnmauern bilden und auch gleichzeitig zum Aufstampfen der Brüstung dienen.

Abb. 106 zeigt eine Ausführung mit versenkter Fahrbahn zwischen zwei Bogenrippen.

d) **Einzelbogen mit aufgesetzter Fahrbahntafel.** Die Last der Fahrbahn wird auf zwei oder mehrere voneinander getrennte Bogenbalken übertragen.

Abb. 107 zeigt eine derartige Bogenbrücke auf der Strecke Donauwörth—Treuchtlingen; zwei Bogenrippen von 24 m Lichtweite und 6,2 m Pfeilhöhe; zur besseren Aufnahme der Windkräfte sind über den Bogenwiderlagern kräftige Querrahmen vorgesehen; nach den Kämpfern hin

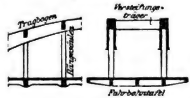
Abb. 107.



schwacher Anlauf der Brücke; von den Widerlagern der Tragbogen gehen beiderseits Balkenträger aus, welche unter den Böschungspfeilern besondere Fundamente aufweisen und außerdem durch Querbalken — in der Böschung liegend — miteinander verbunden sind.

e) **Einzelbogen mit angehängter Fahrbahntafel** (Abb. 108). Fahrbahn durch Hängesäulen an zwei beiderseits angeordneten Bogenträgern befestigt. Brückenart bei größeren Spannweiten vorteilhaft, wenn man bei niedrigen Ufern und bei Fortfall langer Zufahrtrampen mit hohem Wasserstande rechnen muſs, die Bauhöhe der eigentlichen Brückentafel eine sehr geringe ist, und wenn der Baugrund für die Widerlager unsicher ist und tiefliegende Kämpfer zu sehr vom Hochwasser bedroht werden. Wagerechter Schub kann je nach Erfordernis vollkommen oder teilweise durch die Fahrbahnplatte bzw. durch besonders kräftige Rippenbewehrung derselben aufgenommen werden. Bei grofser Pfeilhöhe machen sich Verstrebungen der Bogen gemäſs Abb. 108 erforderlich. Für die Hängesäulen empfiehlt sich eine zur Brückenachse senkrecht stehende Rechteck-Querschnittsform.

Abb. 108.

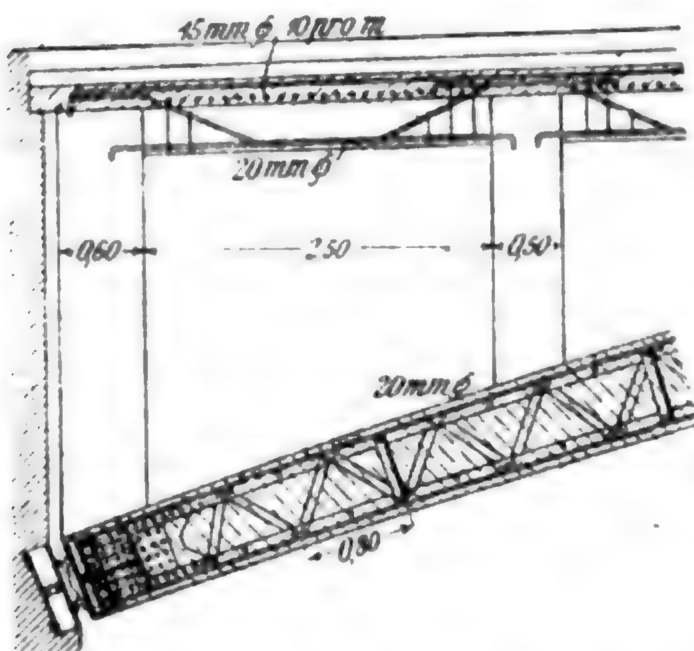


Digitized by Google

Gewölbe mit steifen (Profil-) Einlagen.

Bauweisen Melan (Abb. 109), Möller usw. Vorteile: Ersparnis an Rüstholz infolge Anhängens des Schalholzes an die tragfähigen Eisenbogen (Walzeisen oder Fachwerkträger); einfachere Anbringung der Eisenbewehrung, keine so grofse Sorgfalt beim Einstampfen des Betons erforderlich, wie beim Vorhandensein leichter beweglicher Moniernetze; Anbringung von Gelenken baulich leicht möglich (Abb. 109). Genietete Gitterträger nur bei gröfseren Spannweiten; bei kleineren Spannweiten genügen gebogene Walzträger mit vollem Steg, I-, L-, C-Eisen oder auch Eisenbahnschienen.

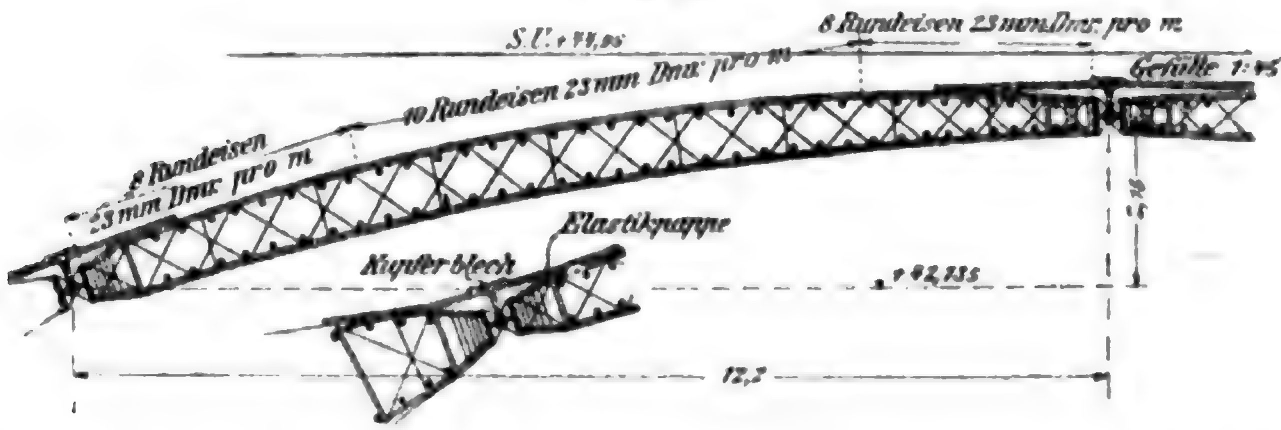
Abb. 109.



Gelenk-Wölbbrücken.

Bogen mit einem und zwei Gelenken noch wenig ausgeführt. Am gebräuchlichsten ist der Dreigelenkbogen; er bewährt sich um so besser, je bedeutender das Eigengewicht des Gewölbes im Vergleich zur Verkehrslast ist. Vorteile: statische Bestimmtheit des Bogenträgers; Ausnutzung der Betondruckfestigkeit auch bei kleineren Spannweiten bis zur zulässigen Grenze — zum Gegensatz von den eingespannten Gewölben; Gewölbespannungen unabhängig von Temperatureinflüssen, von der Nachgiebigkeit der Widerlager und Pfeiler, von Senkungen des Lehrgerüstes beim Ausrüsten und von der Zusammendrückung des Wölbbaustoffs (alle diese Punkte gelten namentlich für die

Abb. 110.



im Eisenbetonbau üblichen Flachbogen). Nachteile: teures Versetzen der Gelenkteile; unschöne Formgebung infolge starker Bruchfugen, namentlich bei grofsen Pfeilhöhen; doch kann man auch — bei Verschiebung der Kämpfergelenke nach dem Scheitel hin, gemäfs Abb. 110 — mit nur wenig Stoffzugabe eine Gewölbeform schaffen, bei welcher, wie bei

den eingespannten Bogen, die Gewölbestärke von den Kämpfern aus nach dem Scheitel hin gleichmäfsig abnimmt. Bei schiefen Brücken hat die Verwendung der Gelenke Schwierigkeiten im Gefolge.

Dreigelenkgewölbe werden von vornherein zumeist derartig entworfen, dafs eine Eisenbewehrung rechnerisch nicht notwendig wird. Eisenbeton empfiehlt sich im allgemeinen für Dreigelenkbogen mit grofser Spannweite und kleinem Pfeilverhältnis und umgekehrt für solche mit kleiner Spannweite und grofsem Pfeilverhältnis.

Bleigelenke, Gelenke aus natürlichem Stein (Granit) und künstlichem Stein (Beton und Eisenbeton), aus Eisen oder Stahl (Wälz-, Zapfengelenke).

Abb. 110 zeigt die Gewölbeausführung der Prinzregentenstrafsenbrücke in Wilmersdorf-Berlin; bei 30 m Lichtweite nur 24,40 m Spannung, Pfeilhöhe $^1/_{12}$; die Gelenke werden — ähnlich den Bolzenkipplagern der Eisenbogen — durch gufseiserne Lagerstühle gebildet, welche einen zylindrischen Stahlbolzen von 8 cm Durchm. umfassen.

11. Sonstige Anwendungsgebiete aus dem Hoch- und Tiefbau.

Umfangreichste Anwendung hat der Eisenbetonbau bei Anlage von Fabriken, Geschäftshäusern und anderen gewerblichen Bauten gefunden.

Vorteile des Eisenbetons: Feuersicherheit, gute Raumausnutzung, grofse Helligkeit der Räume, Ausnutzung der Dachräume zu Arbeitstätten; auch leichte Anbringung von Transmissionen.

Die Abb. 44, 58, 59 u. 116 zeigen Beispiele solcher Ausführungen.

Abb. 111.

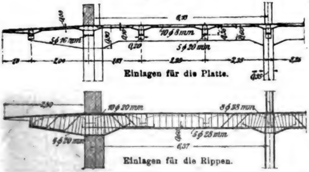


Abb. 111: Decke mit Kragplatte für einen Güterschuppen. Anordnung der Einlagen.

Eisenbeton für Theater-, Saal- und Kirchenbauten: Vollkommene Feuersicherheit, wenig Rangstützen, weite Auskragungen (Abb. 51 u. 111).

Abb. 112: Empore der Ulmer evangelischen Garnisonkirche; zur Erzielung einer ebenen Untersicht sind Rabitzdecken durch Drähte *a* an der Fufsbodenplatte aufgehängt.

Für den Bau von Kliniken, Krankenhäusern und Schulen sind in erster Linie die gesundheitlichen Vorzüge des Eisenbetons mafs-

gebend. Abb. 118 zeigt einen Hörsaalbinder mit Decken und Brüstungswänden in Eisenbeton. (Die Rabitzwände dienen lediglich zur Herstellung von Räumen für Unterbringung von Putzzeug u. dgl.)

Verwendung des Eisenbetons für land- und forstwirtschaftliche Bauten, Stallungen (Sauberkeit, kein Schwitzen der Wände, bei Doppelständen keine störenden Säulen im Mittelgang; bei Isolierdecken dringt

Abb. 112.

Abb. 118.

der Stalldunst nicht in den Bodenraum), Scheunenbauten (Bauweise Prüfs), Grenz- und Obstspaliermauern (bieten den Hauptvorzug, dafs die zwischen den Stielen freitragenden Wände den Baumwurzeln das Ausbreiten nicht behindern), Einfriedigungsmauern (S. 260).

Wehre (Staumauern, Dämme, Talsperren). Statt der festen, massiven Wehre hohle Wehre; geringer Stoffaufwand und trotzdem gröfste Standfestigkeit. Durch Schrägiegen der Druckfläche die Wasserdruckkraft zur Erhöhung der Standfestigkeit mit heranziehen, dann keine Gefahr des Kippens

Abb. 115.

Abb. 114.

(Abb. 114); sonst kräftige Rippenabsteifungen nötig. Leichte Prüfung der Innenwandung. Flache Krone wegen Beschädigungsgefahr durch Treibeis u. dgl.

Abb. 114: Querschnitt eines 6 m hohen Staudammes in Amerika, dessen Hohlraum zu einem Durchgang benutzt wird.

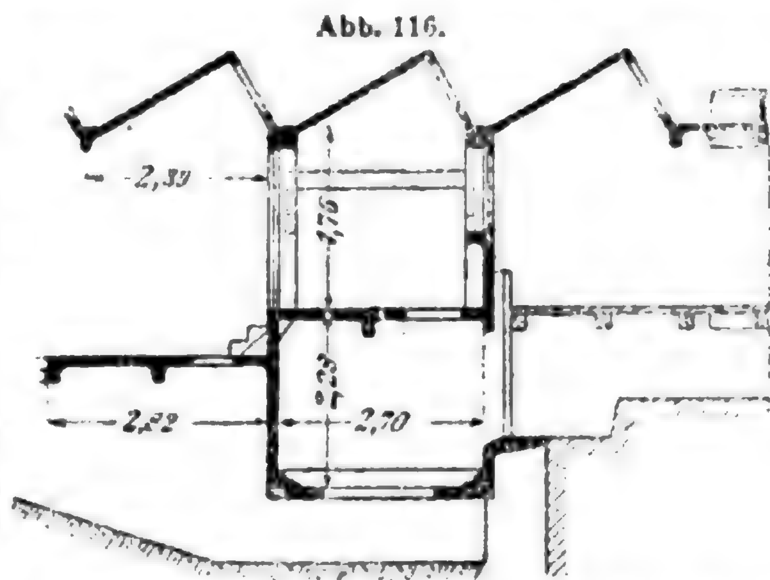
Uferdeckungen zum Schutze des Erdreichs gegen starken Wellenschlag. Kein Auswaschen von Fugen. Platten aus Eisenbeton, verankert oder durch eingerammte Spundwände gestützt. Bauweise Möller, Rabitz Muralt u. a. Fabrikmässige Herstellung der Einzelteile oder gesamte

Herstellung an Ort und Stelle. Für Seeuferbefestigungen kommt noch der Vorteil hinzu, dafs Sand und Kies am Bauplatz zu finden ist und Zement in Tonnen leicht herangebracht werden kann; Stein dagegen erfordert beträchtliche Transportkosten.

Auskragungen in Eisenbeton zur Verbreiterung von Strafsen über der bestehende Stützmauern hinaus. Verankerung durch Betonklotz hinter Mauer. Abb. 115: Strafsenverbreiterung in Baden-Baden; einzelne Kragrippen, durch Siegwartdecke (Abb. 89 S. 255) miteinander verbunden.

Turbinenkammern in Eisenbeton schon vielfach ausgeführt, namentlich in Verbindung mit schwierigen Kanalanlagen und steifen Oberböden. Leichte Formbarkeit und Wasserundurchlässigkeit. Ausführung in Eisenbeton dann vorteilhaft, wenn mit beschränkten Raumverhältnissen und schlechtem Baugrund zu rechnen ist. Abb. 116: Turbinenraum (Ed. Züblin-Strafsburg). Aufsitzkranz für die Turbine, Abschlufs gegen den Unterwasserkanal, Sheddach usw. in Eisenbeton.

Abb. 116.



Masten (Licht-, Fernleitungs- und Bahnleitungsmasten), fabrikmäfsig hergestellt, verlangen keine Unterhaltungskosten, keinen Anstrich und keinen Verputz, wenn sie sauber aus der Schalung kommen; sie sind wetterfest, dauerhaft und haben ein gefälliges Aussehen. Querschnitt rund (Patent Siegwart), quadratisch, rechteckig oder I-förmig, voll und hohl. Zu berechnen nach den „Normalien für Freileitungen"; 2- bis 3fache Sicherheit dürfte ausreichend sein.

Schornsteine in Eisenbeton bieten mancherlei Vorteile: geringes Eigengewicht, also keine breite Sohlfläche, grofse Standfestigkeit, kein Fugenklaffen. Querschnitt zumeist doppelwandig. In Amerika schon viel ausgeführt, in Europa nur vereinzelt.

Schwellen in Eisenbeton sehr biegungsfest, dauerhaft und wetterbeständig; kein Verputz und keine Unterhaltungskosten, gröfsere Betriebssicherheit als hölzerne oder eiserne Querschwellen. Infolge grofsen Eigengewichts Vermehrung der Gleisstabilität und ruhige Gleislage. Oft auch billiger als eiserne Querschwellen. Langschwellen in Eisenbeton keine so gute Entwässerung und Spurerhaltung als Querschwellen. Elastische oder eiserne Unterlagen zwischen Schienenfufs und Beton.

Ausführliche Angaben über die mannigfachen Verwendungsmöglichkeiten des Eisenbetons im Hoch- und Tiefbau sind u. a. enthalten in:

Handbuch für Eisenbetonbau, herausgegeben von k. k. Oberbaurat Dr. F. v. Emperger; Mörsch, Der Eisenbetonbau; Kersten, Der Eisenbeton, Teil I Ausführung und Berechnung der Grundformen, Teil II Anwendungen im Hoch- und Tiefbau. Brücken in Eisenbeton, Teil I Balkenbrücken, Teil II Bogenbrücken; Beton-Kalender; Fachzeitschrift Beton u. Eisen; Zementbeilage der Deutschen Bauzeitung.

5. ABSCHNITT.

Hochbau.

I. Mauerwerk.

a. Mauerwerkarten.

1. Bruchsteinmauerwerk.

Geringste Mauerstärke der Umfassungswände bei Wohngebäuden 45 bis 60 cm. 1 cbm Bruchsteinmauerwerk erfordert 1,25 bis 1,3 cbm regelmäfsig aufgesetzte Bruch- oder Lesesteine; bei lagerhaftem Baustoff und grofsem Umfang der einzelnen Steine genügen 1,05 bis 1,1 cbm. Mörtel 0,33 cbm.

2. Betonmauerwerk.

Dient im Hochbau hauptsächlich zur Herstellung von Fundamenten. Mit Eiseneinlagen (Profil-, Rund- und Bandeisen) zur Erhöhung der Zugfestigkeit vielfach verwendet als Eisenbeton zur Herstellung von Stützen, Decken, Gewölben u. a.

Folgende Mischungen sind üblich und ergeben ungefähr die nachstehend verzeichneten Betonmengen:

Zement	Sand	Kies, Steinschlag		Beton
1	2	4	=	4,4
1	3	6	=	6,6
1	4	8	=	8,8

Zu Fundamenten wird oft noch magererer Beton verwendet.

Bimsbeton (leicht), auch mit Eiseneinlage, als Unterbettung für Deckungen feuersicherer Dächer. Schlackenbeton (leicht) vorwiegend als Füllmittel bei massiven Decken und Dächern (Holzzement) (I. Bd. 5. Abschn., V).

3. Quadermauerwerk.

Entweder wechseln ganze Schichten von Läufern mit ganzen Schichten von Bindern oder in ein und derselben Schicht Läufer regelmäfsig mit Bindern ab. Die Höhe einer Schicht ist ein Vielfaches der Höhe einer Ziegelschicht.

Der **Verband** der Steine miteinander wird oft hergestellt durch verzinkte eiserne (bronzene, kupferne) **Klammern**, die meist mit Zement-

mörtel vergossen werden (Abb. 1 u. 2). Demselben Zwecke dient Blei (in trockener Höhlung), das nach dem Erkalten nachzustemmen ist. Verbindung der Steine vielfach durch Dübel (8 cm lang, 2 bis 5 cm stark) aus verzinktem Eisen (Stein, Bronze, Kupfer) von rundem, quadratischem oder schwalbenschwanzförmigem Querschnitt.

Abb. 1. Abb. 2.

Quaderverblendung und Hintermauerung zweckmäfsig durch Gabelanker (Abb. 1 u. 3) verbunden.

Wagerechte Fugen können dadurch gebildet werden, dafs die Steine unter den Ecken mit Holz-, Blei-, Zink- oder Dachpappeplättchen gestützt und mit Mörtel vergossen werden. Dann ist nicht mit zu grofser Festigkeit des Mörtels zu rechnen. Einfacher und sicherer ist das Versetzen der Quader auf Mörtelbett. Anzuwenden hydraulischer Kalk oder Luftmörtel, unter Wasser Zementmörtel, durchweg mit Zusatz von feinem, scharfem Sande. Zur Hintermauerung dient Mörtel, der wenig schwindet (verlängerter bzw. reiner Zementmörtel).

4. Ziegelmauerwerk.

Normalziegel 25 × 12 × 6,5 cm; $^3/_4$ St. (Dreiquartier) 18,5 × 12 × 6,5 cm; $^1/_2$ St. 12 × 12 × 6,5 cm; $^1/_4$ St. (Quartier) 5,5 × 12 × 6,5 cm; Riemchen 12 × 5,5 × 6,5 cm. Für Backsteinbauten: Verblender 25,2 × 12,2 × 6,7 cm.

Keil-, Form-, Simssteine. Klosterformat 28,5 × 13,5 × 8,5 cm. Lochziegel und poröse Ziegel sind besonders leicht, Klinker (Eisenklinker) besonders fest.

Ersatz für Ziegel (Norddeutschland) bieten Kalksandsteine von gleichen Abmessungen und ähnlichen Eigenschaften wie Ziegel. In Berlin gelten Kalksandsteine den Klinkern als gleichwertig.

Rheinische Schwemmsteine aus Bimssand und Kalk sind besonders leicht, schalldämpfend und isolierend. Normalformat 25 × 12 × 9,5 cm, auch 25 × 12 × 6,5 cm und andere Abmessungen. Schamottesteine für Feuerungsanlagen in den verschiedensten Formen. Radialsteine für Schornsteinbau, Kopf in der Aufsenfläche 16 × 9 cm, Stärken 10, 15, 20 und 25 cm. Alle Ziegel sind vor dem Vermauern gut anzunässen. Die lange Seite des Ziegels heifst Läufer-, die kurze Binder- oder Streckerseite. Demgemäfs Läufer- und Binder- oder Streckerschichten zu unterscheiden. Ziegel, auf der schmalen Seite liegend vermauert, bilden eine Rollschicht. Wagerechte Fugen heifsen Lagerfugen (1,2 cm), senkrechte Stofsfugen (1 cm stark). Normale Fugendicke bei Verblendung durchweg 8 mm; Schichthöhe 7,7 cm, 13 Schichten 1 m hoch.

5. Mörtel.

α) Kalk- und Zementmörtel I. Bd. 5. Abschn. Stoffkunde, V.

β) Putz. Er schützt wenig wetterfeste Baustoffe gegen Verwitterung und verdeckt unansehnliche. Putz an Aufsenwänden besteht

aus Kalk-, verlängertem oder reinem Zementmörtel. Edelputz (Terranova, Terrasit, Granitputz) aus hydraulischem Mörtel und körnigen mineralischen Beimengungen, durch und durch gefärbt, besonders hart und wetterfest. Wird auf besonderen Unterputz (verl. Zementmörtel) durch Spritz- und Kratzverfahren aufgetragen. Die Mauern sind an den Aufsenflächen nicht vollfugig auszuführen und die Fugen erforderlichenfalls noch auszukratzen. Je nach Ausführungsart der Putzfläche zu unterscheiden glatter Putz, Stipp-, Spritz- und Rapputz. Frischer Putz ist vor Sonnenbestrahlung zu schützen.

6. Baustoffbedarf.

Nachfolgende Angaben sind der D. f. d. L.*) entnommen.

Zu 1000 Normalziegeln gehören 0,55 bis 0,70 cbm Mörtel. 1 cbm volles Ziegelmauerwerk enthält 400 Normalziegel (einschl. 3% für Bruch) und 0,28 cbm Mörtel, 1 lfd. m Rollschicht 13 Ziegel und 0,01 cbm Mörtel. 1 qm Verblendmauerwerk ohne Oeffnungen aus ganzen und halben Steinen im Kreuzverband (gleichzeitig mit der Hintermauerung auszuführen) erfordert 75 St. und 0,052 cbm Mörtel. 1 qm Verblendmauerwerk dsgl. aus halben und Viertelsteinen (nachträglich auszuführen) erfordert je 50 Stück $^1/_2$ und $^1/_4$ St. und zusammen 0,040 cbm Mörtel.

Gewicht des Mauerwerks aus Klinkern 1900, Hintermauerungssteinen in Kalkmörtel 1800, Lochziegeln 1300, porigen Vollsteinen 1000, Kalksandsteinen 1800, Schwemmsteinen 1000 kg/cbm.

Näheres im Preufs. Minist.-Erl. vom 31. Januar 1910 und Nachträgen über Belastung und Beanspruchungen von Baustoffen bei Hochbauten (Zentralbl. Bauv. 1910 S. 101, sowie Hütte III. Bd., Statik der Baukonstr. I.).

Arbeitsleistung bei Herstellung von Mauerwerk (nach Ganthey).

Arbeitertagewerke in cbm bei Abzug der Oeffnungen.

Art des Mauerwerkes	Steinbrecherarbeit	Steinhauerarbeit	Maurerarbeit	Tagelöhnerarbeit
Trockenmauerwerk	0,85	.	1,33	0,67
Ziegelmauerwerk { gewöhnliches	.	.	1,20	1,20
Ziegelmauerwerk { gewölbtes	.	.	0,80	0,80
Gewöhnliches Schichtenmauerwerk in Haustein	0,85	.	1,20	1,20
Hausteinmauerwerk	1,20	2,00	1,20	1,20
Hausteingewölbemauerwerk	1,20	3,00	1,20	1,20
Quadermauerwerk (weicher Sandstein) von	2,40	3,30	1,33	1,33
Quadermauerwerk (weicher Sandstein) bis	3,30	8,00	2,70	2,70

Arbeitsaufwand beim Brechen und Behauen härteren Gesteines:

Harter Sandstein = 2 × weicher Sandstein.

Harter Kalkstein, Marmor, Granit = 3 bis 4 × weicher Sandstein.

*) Dienstanweisung für die Lokalbauten der Staats-Hochbauverwaltung. Berlin 1910. Wilh. Ernst & Sohn.

$$\text{Krumme Flächen} = \text{ebene}\left(1 + \frac{3/4}{\text{Halbm. in m}}\right).$$

Abtragen alten Gemäuers . . . . . 0,67 Arbeitertagewerke/cbm.
Rüsten f. gew. Mauerwerk . . . . . 0,27 " " "

Die Angaben sind nur für überschlägliche Berechnungen brauchbar, weil die Leistungen der Arbeiter nicht nur nach den örtlichen Verhältnissen, sondern noch mehr nach der Ausführung in Tagelohn oder in Akkord sehr verschieden sind. Sehr geübte Arbeiter leisten selbst nach Abzug der Oeffnungen das Doppelte der angegebenen Beträge.

b. Steinverbände.

Stofsfugen dürfen sich nur kreuzen, nie aufeinanderfallen.

1. **Läuferverband** entsteht, wenn in allen Schichten nur Läufer,
2. **Binderverband**, wenn nur Binder verwendet werden.
3. Wechseln Läufer- und Binderschichten ab, so entsteht der **Blockverband** (Abb. 4 S. 282). Versetzt man beim Blockverband die beiden durch eine Binderschicht getrennten Läuferschichten gegeneinander um $^1/_2$ St., so erhält man
4. den **Kreuzverband** (Abb. 5 S. 282)). Werden die Aufsenflächen $^1/_4$ bzw. $^1/_2$ St. stark verblendet, so entsteht
5. der **Blendverband** (Abb. 6 u. 7 S. 282).

Ferner zeigen Abb. 8 u. 9 S. 282 zwei aufeinanderfolgende Schichten von Aufsenmauern (Mauerecke) freistehender Gebäude, die mit Luftschichten von 4 bis 6 cm Stärke versehen sind. Die durch diese Schicht getrennten Teile der Mauer werden hin und wieder durch in Teer getauchte Bindersteine oder durch starke, an den Enden mit angebogenen Haken versehene Eisendrähte verbunden.

Abb. 10 u. 11 S. 282 zeigen Verbände für an einer Mauerecke gelegene Rauchröhren. Wandstärke mindestens $^1/_2$, nach Nachbargrenzen mindestens 1 St. Querschnitt der Röhren von 14×20 cm ab.

Abb. 12 u. 13 S. 282 Verbände eines viereckigen, Abb. 14 u. 15 S. 282 eines kreisrunden Pfeilers.

Abb. 16 u. 17 S. 282 Mauerverbände für kreisrunde bzw. regelmäfsig achtseitige Schornsteine. Durch Drehung um 45° entsteht bei Abb. 17 die folgende Schicht.

Bei Mauerecken und bei sich durchdringenden Mauern geht, Schicht um Schicht, erst der Verband der einen, dann der anderen Mauer durch. Bei den Aufsenflächen von Böschungsmauern, Wangen von Freitreppen usw., werden zur Erhöhung der Festigkeit und zur Vermeidung spitzer Winkel die Fugen rechtwinklig zur Böschungslinie angeordnet (Abb. 18 S. 282).

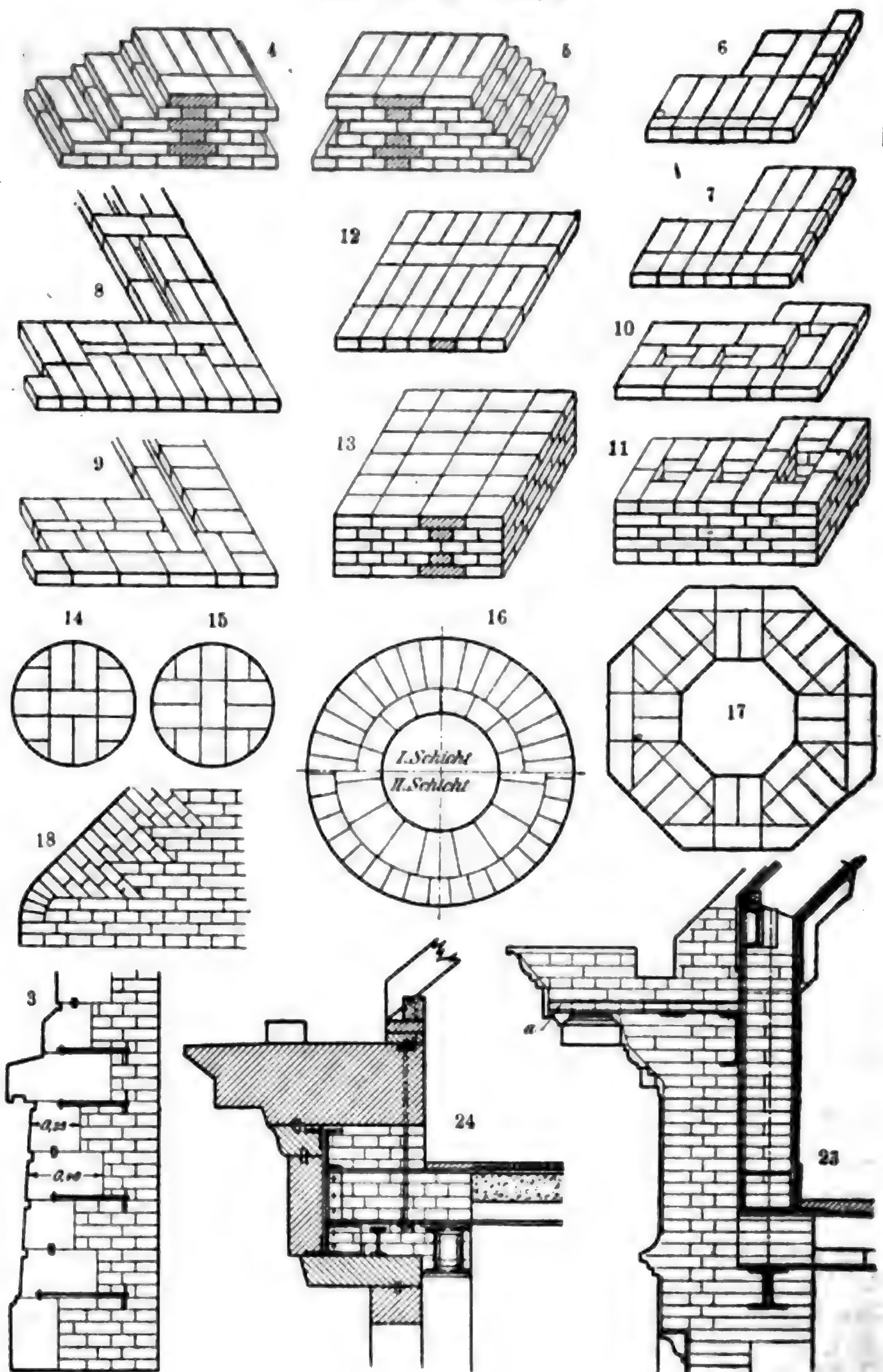
c. Mauerstärken.

Ziegelmauern sind im Vergleich zu Mauern aus Werksteinen 8/5- bis 8/6-, aus lagerhaften Bruchsteinen 8/10 mal so stark.

Stärke der Mauern aus Normalziegeln: $^1/_2$ St. 12, 1 St. 25, $1^1/_2$ St. 38, 2 St. 51, $2^1/_2$ St. 64, 3 St. 77, $3^1/_2$ St. 90 cm usw.

In Wirklichkeit sind die Mauerstärken meist etwas gröfser, weil die Steine nicht völlig gleichmäfsig und die Stofsfugen meist stärker sind, also 39 statt 38, 79 statt 77 usw.

Abb. 3 bis 16 und 23, 24.



1. Ziegelmauerstärken in cm nach Vorschrift der Berliner Baupolizei.

Bezeichnung des Geschosses	Wohngebäude: Frontwände mit Oeffnungen mit Balkenlasten	Wohngebäude: Mittelwände mit Oeffnungen mit Balkenlasten	Wohngebäude: Giebelwände ohne Oeffnungen ohne Balkenlasten	Wohngebäude: Hohe Wände ohne Oeffnungen mit Balkenlasten	Wohngebäude: Giebelwände mit Oeffnungen ohne Balkenlasten	Wohngebäude: Treppenwände	Fabrikgebäude: Frontwände mit Oeffnungen mit Balkenlasten	Fabrikgebäude: Mittelwände mit Oeffnungen mit Balkenlasten	Fabrikgebäude: Giebelwände ohne Oeffnungen ohne Balkenlasten	Fabrikgebäude: Hohe Wände ohne Oeffnungen mit Balkenlasten	Fabrikgebäude: Treppenwände
Dachgeschofs	25	.	25	25	25	25	25	.	25	25	25
IV. Geschofs	38	38	25	38	25	25	38	38	25	38	25
III. "	38	38	25	38	25	25	51	38	25	38	25
II. "	51	38	25	38	38	25	51	38	38	51	25
I. "	51	38	38	51	38	25	64	51	38	51	38
Erdgeschofs	64	51	38	51	51	38	77	51	51	64	38
Kellergeschofs	77	51(64)	51	64	51	38	90	64	51	77	51

Plinthenmauern springen bei Putzwänden in der Regel 6 cm gegen die aufgehenden Frontwände vor.

Stärke der Kellermauern gewöhnlich $^1/_2$ St. gröfser als die der darauf ruhenden Erdgeschofswand.

2. Die Sohle der **Grundmauern** liegt bei gutem Baugrund in nicht-unterkellerten Gebäuden mindestens frostfrei 1,0 m tief, in unterkellerten 0,5 m unter Kellerfufsboden. Bodendruck bei gutem Baugrunde 3 bis 4 kg/qcm (III. Bd. 3. Abschn. Grundbau).

Verjüngung der Grundmauern nach oben hin zulässig, und zwar bei Ziegelmauerwerk nicht unter 60°, bei Beton nicht unter 45° Neigung.

Bankett in der Regel 50 bis 60 cm hoch, darüber bei Ziegelmauerwerk 5 bis 6 Schichten zu Absätzen vereinigt. Bei Bruchstein- und Betonfundamenten haben diese Absätze 0,25 bis 0,30 m Höhe. Belastete Wände und Pfeiler aus Stampfbeton sind in Berlin im allgemeinen nur im Kellergeschofs und nur bis zu 3,5 m Höhe zulässig.

Abb. 19.

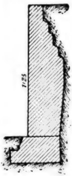


Abb. 20.

3. **Freistehende Mauern** aus Ziegelmauerwerk müssen mindestens $^1/_8$ bis $^1/_{10}$, Bruchsteinmauern $^1/_6$ der Höhe als Stärke erhalten.

Pfeilermauern von 3 m Höhe und 2 St. starken Pfeilern sollen bei 4 bis 5 m Abstand und 2 St. Stärke der Pfeiler 1 St., bei 1,5 bis 2,5 m Abstand $^1/_2$ St. stark sein.

Für freistehende Futtermauern empfiehlt sich zur Baustoffersparnis Anlauf der Aufsenflucht. Neigung möglichst steiler als 1/25. Abb. 19 mit wagerechter Fuge, Abb. 20 mit Fuge senkrecht zur Wandfläche. Wenn Verankerung des Mauerkopfes in der Hinterfüllungserde oder an Pfeilern von Ge-

Digitized by Google

bäuden möglich, empfiehlt sich Ausführung in Eisenfachwerk oder Eisenbeton.

Isolierung der Rückenfläche und Ableitung von Sickerwasser stets empfehlenswert, oft unbedingt nötig.

4. **Umfassungsmauern.**

a) Frontwände, bei 4,2 m gröfster Geschofshöhe im obersten Geschofs $1^1/_2$ St. stark, nehmen nach unten in jedem Geschofs um $^1/_2$ St. zu.

Sind die Frontwände auf je 10 m Breite durch eine massive Scheidewand ausgesteift, so mufs in Berlin ihre Stärke für die beiden obersten Stockwerke wenigstens $1^1/_2$ St., für je zwei folgende $^1/_2$ St. mehr betragen.

Von 4,2 bis 6 m Geschofshöhe sind diese Stärken um $^1/_2$ St., bei noch gröfserer Höhe um 1 St. zu vermehren. Drempelmauern sollen $1^1/_2$ St. stark sein, sofern sie massive Gesimse tragen.

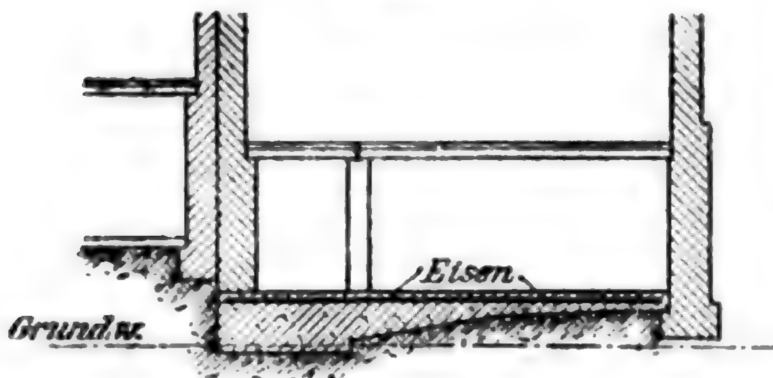
Bei kleinen Wohngebäuden auf dem Lande und eingeschossigen Gebäuden, wie Scheunen, Schuppen usw., erhalten die Frontwände $1^1/_2$ und 1 St. Stärke. Im letzteren Falle sind sie unter jedem Dachbinder mit Vorlagen zu versehen, die wenigstens $^1/_2$ St. Stärke und 2 St. Breite aufweisen. Umfassungsmauern sind gewöhnlich massiv. Eisen- und Holzfachwerk sind gleichfalls zulässig, in Berlin jedoch nur bei Häusern bis 6 m Höhe und 100 qm Grundfläche.

b) Giebelwände sind, falls durch Dach und Decken belastet, wie Frontwände zu behandeln. Freistehende Grenzgiebel sind im Dach 1 St. stark, erhalten aber Verstärkungspfeiler von wenigstens 2 St. Breite und $^1/_2$ St. Vorsprung.

Die Stärken solcher Giebel nehmen in jedem Geschofs um $^1/_2$ St. zu.

Nicht freistehende Grenzgiebel im Dach und den beiden obersten Geschossen 1 St. stark, nach unten hin für je zwei Geschosse $^1/_2$ St. mehr. Mit dem Nachbar gemeinsame Grenzgiebel sind in der Regel nicht mehr gestattet. Nachbargiebel erhalten ein einseitig ausgebildetes, ungünstig belastetes Fundament.

Abb. 21.



Zur Erzielung der nötigen Auflagerbreite ist oft eine unter Kellerfufsboden ausgekragte Eisenbetonplatte zweckmäfsig (Abb. 21).

5. **Mittelwände.**

a) Balkentragende Mittelwände. 4 oberste Stockwerke $1^1/_2$ St., die beiden unteren 2 St. stark. Ueberspannen die Balken Zimmer und Flur, so sind die Flurwände bei mehr als 6 m Balkenlänge gleichfalls $1^1/_2$ St. stark. Bei gewölbten Fluren sind beide Mittelwände 2 St. stark.

Wände von Treppenhäusern und Lichthöfen, bei guter Ausführung und Verankerung 1 St., bei freitragenden, massiven Treppen $1^1/_2$ St. stark, sind bis zur Dachhaut hochzuführen und dürfen nur die un-

bedingt notwendigen Oeffnungen erhalten. Wandabsätze in Treppenhäusern sind zu vermeiden.

b) Scheidewände. Durch vier Stockwerke $^1/_2$ St., darunter 1 St. stark zulässig. Bei Fluren und grofsen Räumen besser 1 bis $1^1/_2$ St. Stärke.

Verputzte Bretterwände und Fachwerkwände aus hochkant gestellten Steinen sind gleichfalls geeignet.

6. Freitragende Wände.

a) Prüfswände u. ähnliche. Prüfswände $^1/_4$ St. stark, mit Bandeisennetzeinlage von 53×53 cm Maschenweite, $15 \times 1^1/_2$ mm Bandeisenquerschnitt.

$^1/_2$ St. stark, mit 59 cm Abstand der lotrechten, 54 cm der wagerechten Eisen und $26 \times 1^1/_4$ mm Bandeisenquerschnitt. Sonst auch Rundeisen.

Ausfachung mit gewöhnlichen und vollporigen Ziegelsteinen, auch rheinischen Schwemmsteinen. Verwendung bei Trenn-, Aufsenwänden und Umwehrungen.

b) Drahtputz- oder Rabitzwand. Drahtgeflecht (Rundeisen), Bekleidung mit Drahtgewebe und ein- oder zweiseitigem Bewurf aus Gipskalkmörtel, letzterer durch Beimengung von Kälberhaaren besonders schmiegsam hergestellt. Stärke von 5 cm an.

Hindurchtreten des Bewurfes durch die Maschen des Gewebes Bedingung. Findet auch als Unterkonstruktion leichter Stuckdecken und für Scheingewölbe Verwendung.

c) Zementdrahtputzwand und Monierwand unterscheiden sich von der Rabitzwand durch Verwendung festeren Drahtgewebes und Bewurf aus Zementmörtel.

Beide Ausführungen als feuersichere Ummantelung von Eisenkonstruktionen zulässig.

Als Ersatz für Drahtgewebe dient Streckmetall und Drahtgewebe mit aufgeprefsten Tonkörperchen (Drahtziegelwand).

d) Feuersichere Wände aus beiderseits geputzten Brettern, aus Wellblech, Gipsdielen, Schilfbrettern (Gipsdielen mit Schilfeinlagen), Magnesit- und Xylolithplatten, Schwemm- und Korksteinen und zahlreichen anderen Baustoffen. Füllung hohler Wände mit unverbrennlichen, sich nicht umbildenden Stoffen.

7. **Brandmauern.** Die im Inneren der Gebäude in höchstens 40 m Abstand in ganzer Tiefe durch alle Geschosse mindestens 1 St. starken Brandmauern müssen die Dachflächen um wenigstens 20 cm überragen. Mit hölzernen und eisernen Dachstühlen nur durch Anker zu verbinden, also beiderseits der Wand ein Dachbinder erforderlich. Im Dachraume selbsttätig schliefsende doppelte feuersichere, meist eiserne oder eisenbeschlagene Türen.

d. Rauchröhren und Schornsteine.

Jedes Rauchrohr mufs 14×20 cm Querschnitt haben; es können drei Oefen eingeleitet werden. Für jeden weiteren Ofen 80 qcm Vergröfserung. Kochherde, Waschküchen u. dgl. müssen gesonderte Rauchröhren erhalten. Jedes Rohr erfordert eine Reinigungstür im

Kellergeschofs. Ziehen der Röhren (Schrägstellung) bis höchstens 60°. Die Schornsteine sind aufsen zu putzen und innen auszufugen. Höhenlage des Schornsteinkopfes möglichst über Dachfirst, mindestens 30 cm über Dach. Alle Feuerungstüren sollen von geputztem oder verblendetem Holzwerk 40 cm, von freiem 80 cm entfernt sein.

Hölzerne Dachverbände sind von Schornsteinen mit nur 12 cm Wandstärke mindestens 10 cm entfernt zu halten. Balkenlagen müssen mindestens 6,5 cm Abstand haben und durch eine doppelte Lage von Dachsteinen geschützt werden.

Rauchröhren in Aufsenwänden möglichst zu vermeiden.

e. Keller. (Siehe auch Isolierschichten, Abb. 22.)

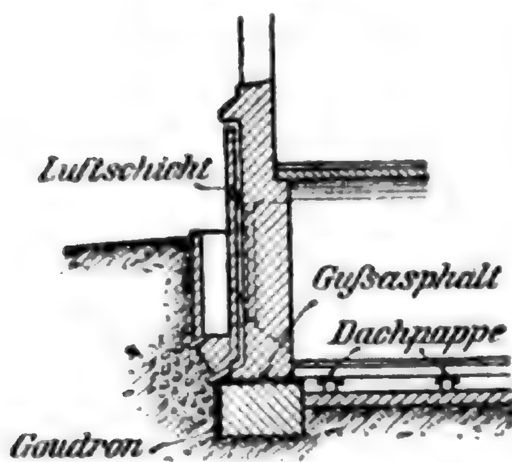
Grundmauern sind gegen aufsteigende Feuchtigkeit durch Gufsasphalt von 1 cm Stärke, Asphaltplatten mit Filz-, Leinen- und Pappeinlage u. dgl. zu schützen. Diese Schicht liegt bei hölzernen Fufsböden in Höhe der Unterkante der Lagerhölzer, bei massiven dicht unter Fufsboden.

Hölzerne Balkenlagen werden durch kleine ebenfalls isolierte Pfeiler von 25 × 25 cm Grundfläche unterstützt.

Die Kellersohle soll mindestens 30 cm über dem höchsten Grundwasserstande liegen, andernfalls sind die im Wasser liegenden Räume durch besondere Vorkehrungen zu dichten.

Gewöhnlich ist bei höherem Wasserstande erforderlich: dessen Senkung während der Bauzeit des Kellers, Herstellung einer leichten äufseren Schale aus Beton oder Mauerwerk (Zementmörtel), gegen die das Dichtungsmittel gelegt wird; innerhalb des so entstandenen Raumes die eigentlichen Grundmauern und der Fufsboden, die neben den Gebäudelasten noch den Wasserdruck verteilen. Dichtungsmittel: besonders dreifache Lage von Dachpappe, in reinem Bitumen verlegt, auch Tektolith (Leineneinlage statt Pappe) und Asphaltfilzplatten (vgl. Eisenbau Abb. 192 S. 366). Bei geringer Wasserstandshöhe Zusatz von Ceresit, Pryolit u. a. zum Mörtel und Putz. Diese Dichtung versagt jedoch bei Rissebildung.

Abb. 22.



Gegen Erdfeuchtigkeit und Sickerwasser genügt in der Regel ein äufserer Goudronanstrich. Die isolierende Wirkung von Luftschichten setzt verständnisvolle Ausführung voraus. Vor allem ist dabei eine Verbindung des Hohlraumes mit der Aufsenluft durch über Dach geführte Luftschlitze (kein Schornsteinrohr) wesentlich. Durchbindende Steine sind besonders zu isolieren. Kellerfenster, die unter Strafsenhöhe reichen, erfordern Kellerhälse oder durchlaufende Lichtschächte (Abb. 22). Niederschläge gehen von der schrägen Fenstersohlbank durch Röhrchen in ein äufseres Kiesbett. Unterstützung der niedrigen, ½ St. starken Umfassungsmauer durch Auskragung der Hauptwand oder besondere leichte Fundamente.

Sind Kellerräume zum dauernden Aufenthalt von Menschen bestimmt, so erfordert die lichte Höhe mindestens 2,8 m, während der Fufsboden in der Regel nicht mehr als 50 cm unter dem Gelände liegt. Dieses Mafs kann auf 1,0 m erhöht werden, wenn die Aufsenwände auf ganze Frontbreite Lichtgräben erhalten (Breite nicht unter 1,0 m, Sohle wenigstens 15 cm unter Kellerfufsboden).

Diese Lichtschächte dürfen nicht mehr als 30 cm vor die Bauflucht treten, müssen mit Eisenrost abgedeckt oder einem Geländer von 1 m Höhe umgeben sein.

f. Gesimse.

und zugehörige Drempelmauern sind in verlängertem Zementmörtel herzustellen. Bei gemauerten Gesimsen dürfen Steine nicht über 12 cm auskragen. Im Verblendbau kommen oft besondere Formsteine zur Verwendung. Putzgesimse gröfserer Ausladung werden durch besondere Eisenkonstruktionen getragen (Abb. 23 S. 282). ⊥-Eisen *a*, in etwa 30 cm Teilung winkelrecht zur Frontwand in der untersten Schicht der Gesimsplatte verlegt, stützen sich auf Flacheisen 80 × 10, welches nahe der äufseren Wandflucht durchläuft. Träger, an eiserner Dachkonstruktion befestigt, bietet Gegendruck.

Auch bei Hausteingesimsen wird oft eine eiserne Hülfskonstruktion erforderlich, wobei eine unmittelbare Belastung der Fensterstürze vermieden wird. Abb. 24 S. 282 zeigt die Benutzung der ausgekragten Deckenträger, die auf den Fenstersturzträgern ruhen, an ihren Freienden den Gesimshauptträger stützen und zur gröfseren Sicherheit eine Verankerung nahe Wandinnenflucht aufnehmen.

Die Deckflächen der Gesimse sind mit Zink- oder besser Kupferblech abzudecken.

g. Maueröffnungen.

1. **Fenster.** Zweiflüglige 0,9 bis 1,25 m, höchstens 1,50 m, dreiflüglige 1,5 bis 2,5 m breit. Höhe bei zweiflügligen 2 bis $2^1/_3$fache Breite. Fensterstürze, meist scheitrechte Bogen, erfordern unbelastet 25 cm, belastet 38 cm und mehr Höhe oder Anordnung von eisernen Wechseln. Fensterbrüstung 80 bis 90 cm hoch.

Fensteranschläge bei einfachen Fenstern 7 cm breit, 12 cm tief, Doppelfenstern 10 × 12, Kellerfenstern 7 × 25 cm.

Fenstersohlbank bei Verblendbau durch schräge Rollschicht, bei Putzbau durch Flachschicht, auch aus Werkstein gebildet. Sohlbank und Sturz aus Werkstein erhalten Entlastungsfugen. Brüstungen nicht unter 25, besser 38 oder 42 cm mit Luftschicht stark.

2. **Türen.** Breite 0,7 bis 2,5 m. Höhe höchstens doppelte Breite, aber nicht unter 2 m.

Durchfahrten in Verbindung mit Haupthöfen sind so anzuordnen, dafs im Erdgeschofs der Weg von einem beliebigen Punkt bis ins Freie (Hof, Durchfahrt, Strafse) nicht mehr als 20 m beträgt. Für Grundstücke von weniger als 35 m Tiefe Durchfahrten nicht vorgeschrieben. Anschläge von Haustüren und Toren 25 cm tief und 12 cm breit. Stürze aus scheitrechten oder gewölbten Bogen oder

I-Trägern. Maueröffnungen für innere Türen 8 cm breiter und 4 cm höher als die Lichtmafse der Türen. Konstruktion von Fenster- und Türbogen S. 289.

h. Gewölbe.

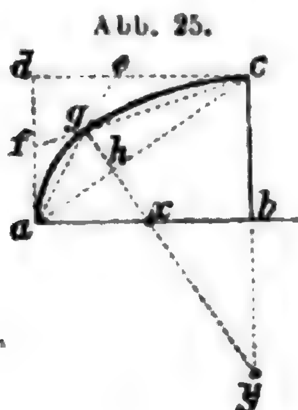
Inhaltsberechnung von Gewölben I. Bd. 1. Abschn. Mathematik, IX. Inhalte von Flächen und Körpern.

Statische Berechnung III. Bd. 2. Abschn. Statik der Baukonstruktionen, VI. Gewölbe.

1. Konstruktion der Gewölbe.

a) Ellipsen I. Bd. Abschn. Mathematik, VI. 1. Mit Krümmungskreisen, 2. mit Hülfe der beiden Halbachsen, 3. durch Vergatterung. Sind bei Bogen ungleicher Kämpferhöhe Neigung, Pfeilhöhe und Spannweite gegeben, so führt 3. zum Ziel.

Abb. 25.



b) Korbbogen häufiger verwendet als Ellipsen.*) Zusammengesetzt aus ungerader Anzahl stetig ineinander verlaufender Kreisbogen.

α) Kämpfer auf derselben Höhe (Tonnengewölbe, Fensterbogen). Gegeben Spannweite und Pfeilhöhe:

I. Drei Kreisbogen (Abb. 25).

Halbiere $\sphericalangle acd$ und $\sphericalangle cad$, errichte im Schnittpunkt g der Halbierungslinien Lot $gh \perp ac$, dann schneidet dieses Lot die Gerade ab und die verlängerte Gerade bc in den Mittelpunkten x und y der Bogen ag und gc.

II. 5 Kreisbogen (Abb. 26).

Kreis mit MB um M schneidet AM in C. Halbiere AMD. Auf Halbierungslinie mache ME gleich AC, errichte Lot auf ME; es

Abb. 26.

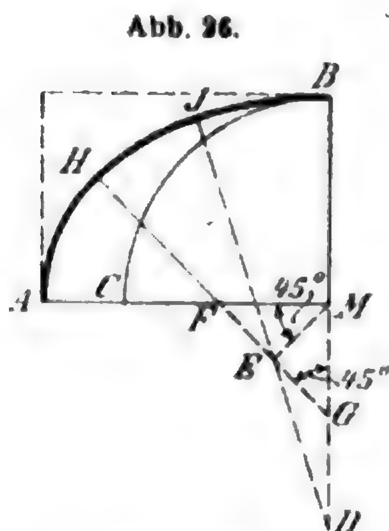


Abb. 27.

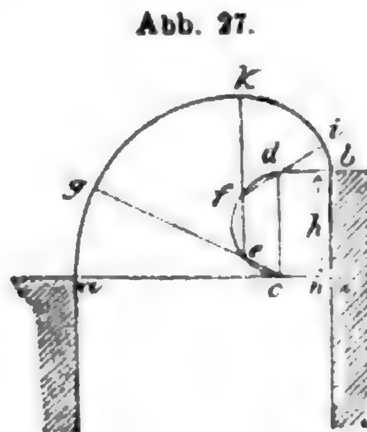
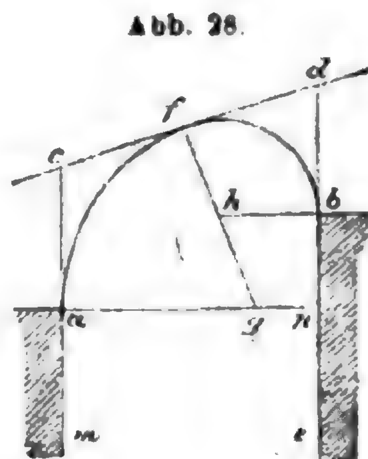


Abb. 28.



schneidet AM in F und MB in G. Verlängere GM um sich selbst bis D. Dann sind DB, EJ und FA die Halbmesser der Kreisbogen BJ, JH und HA.

β) Kämpfer in verschiedenen Höhen (Treppengewölbe).

*) Puller, Berechnung von Korbbogen. Zentralbl. Bauv. 1894.

I. (Abb. 27). Gegeben Spannweite an und Höhe nb von b über a. Mache $nc = \frac{1}{2} na - \frac{3}{4} nb$, $cd \# nb$, beschreibe über cd einen Halbkreis, mache $df = fe = ec$; ziehe fd, ef und ce, dann sind d, f, e, c die Mittelpunkte der Kreisbogen bi, ik, kg und ga.

II. (Abb. 28). Gegeben Kämpferpunkt a, Spannweite an und Scheitellinie cd. Widerlager ma und eb sind parallel. — Verlängere ma bis c und en bis d, mache $cf = ca$ und bestimme b dadurch, dafs $bd = df$, errichte in f auf cd ein Lot fg: g ist dessen Schnittpunkt mit na. Ziehe $bh \parallel na$, dann sind h und g die Mittelpunkte der Kreisbogen bf und fa.

2. Ausführung von Bogen.

Soll ein Bogen nach dem Setzen die verlangte Form haben, so ist das Lehrgerüst mit Ueberhöhung ($^1/_{200}$ bis $^1/_{80}$ der Spannweite) herzustellen. Das Ausrüsten erfolgt noch vor vollständiger Erhärtung des Mörtels. Allmähliches Lüften (Keile, Sandsäcke, Sandtöpfe). Bogen aus Ziegelmauerwerk in der Regel 1 bis 2 St. stark. Bei ungünstigen einseitigen oder grofsen Einzellasten und ungünstiger Bogenform wird eine bessere Lastverteilung durch Entlastungsbogen (Abb. 29 u. 32 S. 292) oder durch Verteilungsträger bewirkt.

Die Anfänger unverblendeter Bogen führt man zweckmäfsig mit wagerechten Fugen aus, wobei die so entstehende Widerlagerfuge mit der Kämpferlinie Winkel bis 30° und mehr Neigung einschliefst (Abb. 29 S. 292).

Bei schwachen Widerlagern nehmen Zugstangen (mit langen Splinten oder Platten) den Bogenschub auf (Abb. 30, 32, 36 u. 37 S. 291 u. 293).

Geht der Anker durch die Scheitelfuge, so mufs er nahe der inneren Leibung verlegt werden. Stark auseinandergehende Fugen, die bei kleinem Krümmungshalbmesser oder grofser Bogenstärke entstehen, verursachen nach der Ausrüstung starkes Setzen des Gewölbes.

Gewölbe, die aus mehreren übereinanderliegenden, nicht im Verband stehenden Ringen gebildet werden, sind in statischer Beziehung unklar. Besser ist es, starke Gewölbe aus einzelnen gröfseren Bogenteilen, die an sich nur parallele Fugen enthalten, zusammenzusetzen. Die zwischen 2 Hauptteilen liegenden Fugen sind durch Verhau herzustellen. Derartige Bogen zeigen:

Abb. 29 S. 292. Bogen zur Entlastung der wenig tragfähigen Säule eines gekuppelten Bogens.

Abb. 30 S. 292. Der zwei schwere Pfeiler tragende Korbbogen besteht aus drei Mauerstreben, die mit der Verankerung ein doppeltes Sprengewerk bilden. Die Fugen stehen winkelrecht zur Druckrichtung.

Abb. 31 S. 292. Entlastung zweier Säulen einer hochbelasteten Mittelwand. Der Spannriegel des doppelten Sprengewerkes, ein scheitrechter Bogen, ist durch den oberhalb angeordneten Bogen entlastet. Aufnahme der Schübe durch Verankerungen. Widerlagersteine aus Beton.

Abb. 32 S. 292 eine der vorigen ähnliche Abfangung. Die hochbelastete Giebelwand ruht auf eisernem Gitterträger, der mittels eiserner Schuhe den Schub des Sprengewerkes aufnimmt.

Strebebogen und Mauerstreben finden im Kirchenbau Verwendung, wenn Pfeiler in unzulässiger Weise durch einseitig wirkende Schübe belastet werden. Letztere werden dabei durch den Gegenschub des Strebenkopfes ausgeglichen, während der Strebenfufs den gleichen Schub mittel- oder unmittelbar an feste Punkte abgibt. Die Strebenfugen werden winkelrecht zur Druckrichtung angeordnet.

Abb. 33 S. 292 zeigt die bekannte Anordnung des Strebebogens einer dreischiffigen Kirche, wobei der Bogen oberhalb des Seitenschiffes freiliegt.

Bei Abb. 34 S. 292 liegt die Mauerstrebe innerhalb des Seitenschiffes und ist zum Teil mit dem Gewölbegurt vereinigt.

Die Anordnung nach Abb. 35 S. 293 bezieht sich auf eine Kirche in Kreuzform. Der auf die Vierungspfeiler wirkende Schub der Vierungsbogen wird durch Mauerstreben, welche in den Wänden *d* des Haupt- bzw. Kreuzschiffes oberhalb der Wandöffnungen liegen, ausgeglichen. Die Untermauerung der Streben (poröse Steine) liegt auf eisernen Trägern, unter denen sich die leichten Bogen der Wandöffnungen spannen. Der geringe Schub dieser Bogen ist für die Pfeiler belanglos.

Abb. 36 S. 293. Der Glockenturm ist über den Vierungspfeilern errichtet. Oberhalb des Hauptgewölbes verjüngen sich die Turmwände. Steilgestellte Bogen *a* entlasten die Vierungsbogen *b*. Dabei geht der Turmquerschnitt vom Acht- in das Vierseit über.

Durch Hauptverankerung *c* oberhalb des Vierungsgewölbes wird die Aufnahme des gröfsten Teils der vom Eigengewicht herrührenden Schübe möglich.

Abb. 37 S. 293. Der prismatische Glockenturm steht gleichfalls auf den Vierungspfeilern.

Kuppelgewölbe als oberer Abschlufs der Glockenstube. Aufnahme des Schubes durch Ringanker in Kämpferhöhe der Schallöffnungen. Die Ueberführung der Acht- in die Vierseitform des Turmes vermitteln Mauerzwickel, zwischen die sich die vier Entlastungsbogen *a* der Vierungsbogen *b* spannen. Schübe der Zwickel und Entlastungsbogen werden durch Ringanker *c* aufgenommen, vier lotrecht gestellte Anker oberhalb *c* dienen den Turmfüfsen als Sicherung. Zur Aufnahme der vom Hauptgewölbe und Vierungsbogen auf die Vierungspfeiler treffenden Schübe, die in grofser Höhe über Fufsboden wirken, war Verankerung unzulässig. Daher gleich gebildet wie bei Abb. 35 S. 293. Abb. 37 S. 293 zeigt die Form der Mauerstreben in den Wänden des Hauptschiffes und der Apsis. Im Kreuzschiff ähnlich.

3. Gewölbearten.

Angaben über Baustoffverbrauch aus der D. f. d. L.*) (S. 4).

s = Scheitelstärke, *l* = Spannweite, *W* = Widerlagerstärke.

a) Tonnengewölbe, nach der Linienführung zu unterscheiden halbkreisförmige, überhöhte, gedrückte, steigende, spindelförmige.

Abb. 38 S. 296. Querschnitt einer halbkreisförmigen Tonne, Kämpferfugen auf Halbmesser von 30° Neigung. Verstärkte Seitenteile der Tonne in üblicher Weise oder auch mit Rollschicht gebildet.

*) Dienstanweisung für die Lokalbauten der Staats-Hochbauverwaltung. Berlin 1898. Wilh. Ernst & Sohn.

Ausführung der Wölbung Abb. 39 S. 296 entweder auf: Kuff I, Schwalbenschwanz II oder Rutschbogen III.

Stärken des Gewölbes bei 250 kg/qm Nutzlast:

l bis 4 m, $s = \frac{1}{2}$ St.

$l = 4$ bis 6 m, $s = \frac{1}{2}$ St. mit Verstärkungsrippen in 1,5 bis 2,5 m Abstand von $1\frac{1}{2}$ St. Breite und 1 St. Stärke.

l über 6 m, $s = 1$ St. mit $1\frac{1}{2}$ St. breiten und starken Verstärkungsrippen.

Widerlagerstärke bei Gewölben von Halbkreisform $W = \frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{5}\,l$, bei gedrückten $W = \frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}\,l$, überhöhten und spitzbogigen $W = \frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{6}\,l$. Solche Zahlenangaben haben nur die Bedeutung als vorläufige Annahmen für die statische Untersuchung.

Belastete Tonnengewölbe von gröfserer Spannweite finden sich im Hochbau nur ausnahmsweise, wenn, wie bei Kellerdecken, die Aufnahme des Schubes keine Schwierigkeiten bereitet. Sonst ist wegen der schwierigen Verankerung die Anordnung freitragender Balkendecken oberhalb des Gewölbes vorzuziehen.

Kassettengewölbe sind Tonnengewölbe, welche Verstärkungs- und besondere Längsrippen an der unteren Leibung zeigen.

Gebuste Tonnengewölbe sind solche mit gekrümmter Mantellinie. Tonnengewölbe mit steigendem Scheitel oft in Form von Stichkappen.

Baustoffverbrauch für Tonnengewölbe einschl. Hintermauerung.

1. Halbkreisförmige Gewölbe,
2. gedrückte Gewölbe erfordern für 1 qm Grundfläche:

1.	$s = \frac{1}{2}$ St.,	l bis 5 m:	95	Steine,	0,07 cbm Mörtel,
2.	$s = \frac{1}{2}$ „	l „ 5 „	90	„	0,065 „ „ ,
1.	$s = 1$ „	l über 5 „	190	„	0,14 „ „ ,
2.	$s = 1$ „	l „ 5 „	180	„	0,13 „ „ .

Lehrgerüst S. 315.

b) Kappengewölbe (preufsische Kappen) (Abb. 40 u. 41 S. 296). Drei Möglichkeiten der Ausführung wie beim Tonnengewölbe (Abb. 39 S. 296).

Für hochbelastete Decken besonders geeignet. Widerlager durch Gurtbogen oder Träger. Abb. 40 zeigt gleichzeitig die übliche Form des Lehrgerüstes, das entweder mit eisernen Bügeln oder Zangen an den Kappenträgern hängt oder durch Holzpfosten unterstützt ist.

Treten an Stelle eiserner Träger gemauerte Gurtbogen, so liegt die Kämpferlinie der Kappen 8 cm über Innenscheitel des Gurtbogens. Stützweite l gewöhnlich zwischen 0,8 und 3,5 m, sonst übrigens unbegrenzt. $W = \frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{5}\,l$. Pfeilhöhe $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{12}\,l$, gewöhnlich $\frac{1}{8}\,l$. Bis $l = 2{,}5$ m genügt $s = \frac{1}{2}$ St., über 2,5 m $= \frac{1}{2}$ St. Stärke und Verstärkungsgurte erforderlich. Letztere 1 St. stark in Abständen von 1,5 bis 2,5 m.

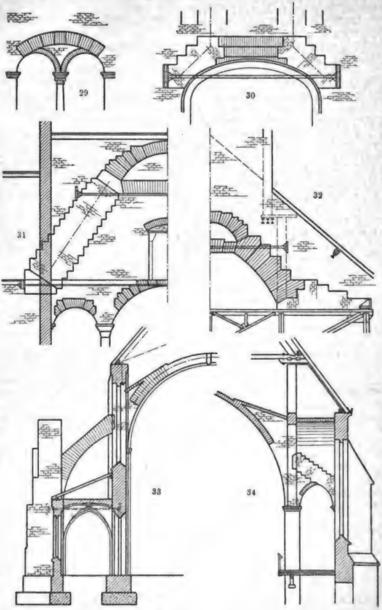
Von 4 m Kappenweite ab wird s an den Widerlagern 1 St., mittlerer durch Gurte verstärkter Teil $\frac{1}{2}$ St. stark.

Bei 5 m Weite wird 1 St. Scheitelstärke erforderlich.

Decken, die aus Reihen von Kappen gebildet sind, erhalten in zwei oder drei Endfeldern durchlaufende Anker. Ihr Abstand beträgt 1,5 bis 2 m. Halbmesser der inneren Leibung (Abb. 41a S. 294).

$$r = \frac{1}{2h}\left(\frac{l^2}{4} + h^2\right).$$

Abb. 29 bis 34.*)

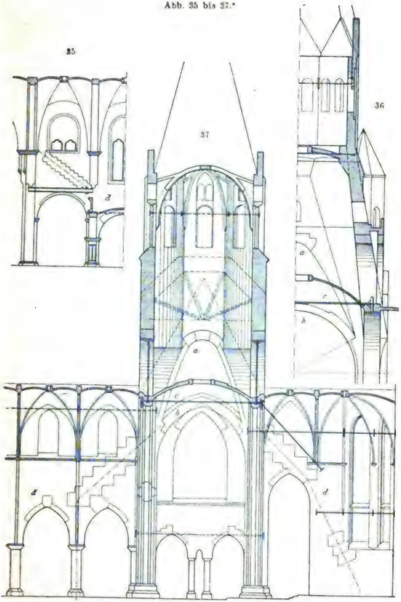


*) Aus Entwürfen des Verfassers.

) AA (

Google

Abb. 35 bis 37.*



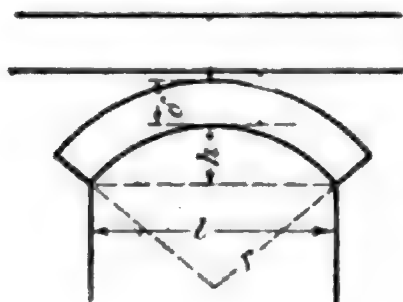
* Aus Entwürfen des Verfassers.

Digitized by Google

Krümmungshalbmesser der Mitteldrucklinie genau genug $\varrho = r + \frac{1}{2} s$. Horizontalschub $H = \varrho \cdot z_0 \cdot \gamma$, wenn z_0 die Belastungshöhe im Scheitel und γ das Einheitsgewicht des Bogenmauerwerks ist.

Die preufsische Kappe erfordert für 1 qm Grundrifs bei $s = 1/_2$ St. 75 Steine und 0,055 cbm Mörtel; wenn alle 3 m ein Verstärkungsgurt von $1/_2$ St. Breite und 1 St. Höhe, 82 Steine und 0,06 cbm Mörtel.

Abb. 41 a.



Gewicht der preufsischen Kappe aus Hintermauerungssteinen für 1 qm Grundrifs:

bei $l = 2{,}0$ m, $s = 1/_2$ St. . . 245 kg,
„ $l = 2{,}5$ „ $s = 1/_2$ „ . . 250 „

mit Lagerhölzern 10 × 10 cm, Dielung, Deckenputz, Füllung Koksasche,

bei 2,0 m Weite . . . . . . 340 kg,
„ 2,5 „ „ . . . . . . 370 „.

(Vgl. IV. Decken, S. 373.)

c) Klostergewölbe (Abb. 42 u. 50 S. 296 u. 297). Entsteht aus zwei oder mehr sich schneidenden Tonnengewölben. Verband in zum Widerlagerparallelen Schichten oder mit Schwalbenschwanz.

Verstärkungsrippen in den Kehlen. Bei quadratischem Grundrifs Gewölbestärken wie bei Tonnengewölben. Stärke der Widerlager jedoch nur $^2/_3$ der von gleich grofsen Tonnengewölben, bei rechteckigem Grundrifs mehr.

Stichkappen, bei Fensteröffnungen erforderlich, dienen oft nur zur Ausschmückung.

Ein Klostergewölbe, das Räume von 8 oder mehr Ecken überspannt, heifst Kuppel (Abb. 51 S. 297).

d) Böhmische Kappe (Abb. 43 u. 55 S. 296 u. 297). Ueber quadratischem, rechteckigem oder vieleckigem Raum aus einer Halbkugel gebildet. Die Stirnbogen sind Kreissegmente.

Wölbung auf Schwalbenschwanz oder in Ringen. Flächen der Lagerfugen gehen durch den Mittelpunkt der Kugel. Bei unregelmäfsiger Grundfläche liegt der Kugelmittelpunkt auf der im Schwerpunkt der Grundfläche errichteten Senkrechten. Spannweiten nicht über 5 m bei Pfeilhöhe von $1/_8$ bis $1/_{10}$ der Spannweite, Scheitelstärke meist $1/_2$ St. Widerlagerstärke $1/_3$ bis $1/_4$ l, bei 2 m Spannweite jedoch nicht unter $2^1/_2$ St.

Baustoffbedarf für 1 qm Grundrifs ausschliefslich Hintermauerung und Gurtbogen bei $1/_2$ St. Stärke 56 Steine und 0,04 cbm Mörtel, bei $1/_4$ St. Stärke 28 Steine und 0,037 cbm Mörtel.

Statt der reinen Kugelwölbung kommen auch anders profilierte Drehkörper zur Verwendung.

e) Kuppelgewölbe (Abb. 44, 45 u. 60 S. 296 u. 297). Halbkugel über rundem, quadratischem oder vieleckigem Grundrifs. An Stelle der Halbkugel auch Ellipsoid oder anderer Umdrehungskörper. Der gröfste Kreis berührt die Mitte der Seiten.

Ausführung in Ringen oder Schwalbenschwanz.

Uebergang von Kugel zum Vieleck oder Quadrat durch Zwickel (Abb. 60). Zwischen Gewölbe und Zwickel kann ein Zylinder (Tambour) eingefügt werden. Bei nicht geschlossenem Gewölbe (Lichtöffnung) mufs ein gurtartiger Schlufskranz (Abb. 45) vorhanden sein. Aufsätze über Lichtöffnungen heifsen Laternen. Bei grofsen Kuppeln kann die Hintermauerung strahlenförmig (mit Zwischenräumen) angelegt werden (Sporen).

Bei Kuppelgewölben über quadratischem Grundrifs kann genommen werden:

Spannweite	bis 4 m	bis 6 m	bis 8 m	bis 10 m
Stärke im Schlufsstein .	$^1/_2$ St.	1 St.	1 St.	1 St.
„ am Kämpfer . .	$^1/_2$ „	1 „	$1^1/_2$ „	2 „

Stichkappen bei Fenstern sind Teile von Kegelflächen mit kreisrunder oder elliptischer Grundfläche. Die Achse der Kegel geht durch den Mittelpunkt der Kuppel. Zur Aufnahme der Dachdeckung können besondere Schutzkuppeln aus Stein oder Eisen dienen.

f) Hängekuppel (Abb. 58 S. 297). Ueber quadratischem, rechteckigem oder vieleckigem Grundrifs aus der Halbkugel gebildet, deren gröfster Kreis durch die Ecken des Raumes geht; die Stirnbogen sind demnach Halbkreise.

Ausführung wie vor.

g) Kreuzgewölbe (Abb. 46 bis 48 u. 54 S. 296 u. 297). Zusammensetzung von vier Stichkappen, Teile zweier Halbzylinder von gleicher Scheitelhöhe.

Die vier das Klostergewölbe bildenden Teile der Zylinder fallen fort. Bei rechteckigem Grundrifs ist der Stirnbogen über der kleineren Seite gewöhnlich Halbkreis, über der gröfseren Ellipse von gleicher Höhe.

Abb. 46 S. 296 Kreuzgewölbe ohne Stich und Busen, Abb. 47 S. 296 mit geradem Stich, nur bei spitzbogigem Grat ausführbar, Abb. 48 S. 296 mit Busen ohne Stich. Der Gratbogen des gotischen Kreuzgewölbes ist ein Halbkreis, die Schildbogen sind Spitzbogen mit dem Halbmesser des Gratbogens. Wölbung aus den Ecken heraus auf Schwalbenschwanz, bei Gewölben ohne Stich und Busen Auskragen wie beim Tonnengewölbe. Stich der Kappen $^1/_{60}$ bis $^1/_{30}$ l.

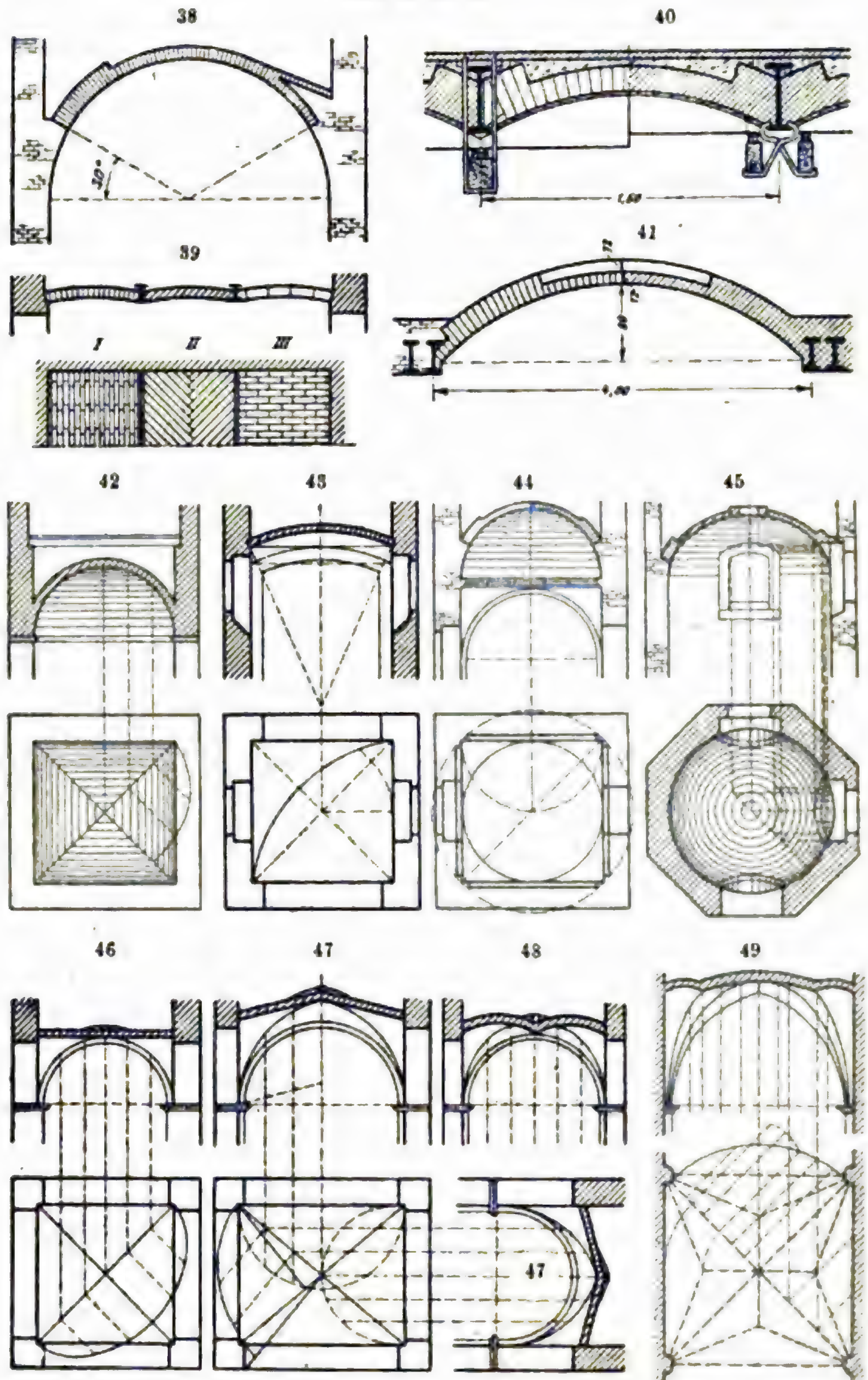
Bei Eckpfeilern ohne Vorsprünge müssen Stirnbogen und Gratbogen gestelzt werden. Die Gratbogen werden oft als Verstärkungsrippen ausgebildet. Zeichnung der Projektionen und Austragung des Gratbogens (Abb. 47 S. 296). Widerlagerstärke bei halbkreisförmigen oder flachbogigen Gewölben wird angegeben zu $^1/_6$ bis $^1/_4$, bei spitzbogigen zu $^1/_7$ bis $^1/_5$ der Diagonale des Grundrisses.

Uebliche Stärke der Kreuzgewölbe in cm.

Weite l	Kappen		Grate	
	Scheitel	Kämpfer	Scheitel	Kämpfer
bis 6	12	12	25 × 25	25 × 25
6 bis 9	12	25	25 × 38	38 × 38
9 bis 18	25	38	38 × 38	51 × 38

Baustoffbedarf für 1 qm Grundrifs. Halbkreisförmige Kreuzgewölbe, Kappen 12 cm stark, Grate 38 breit, 25 hoch, erfordern

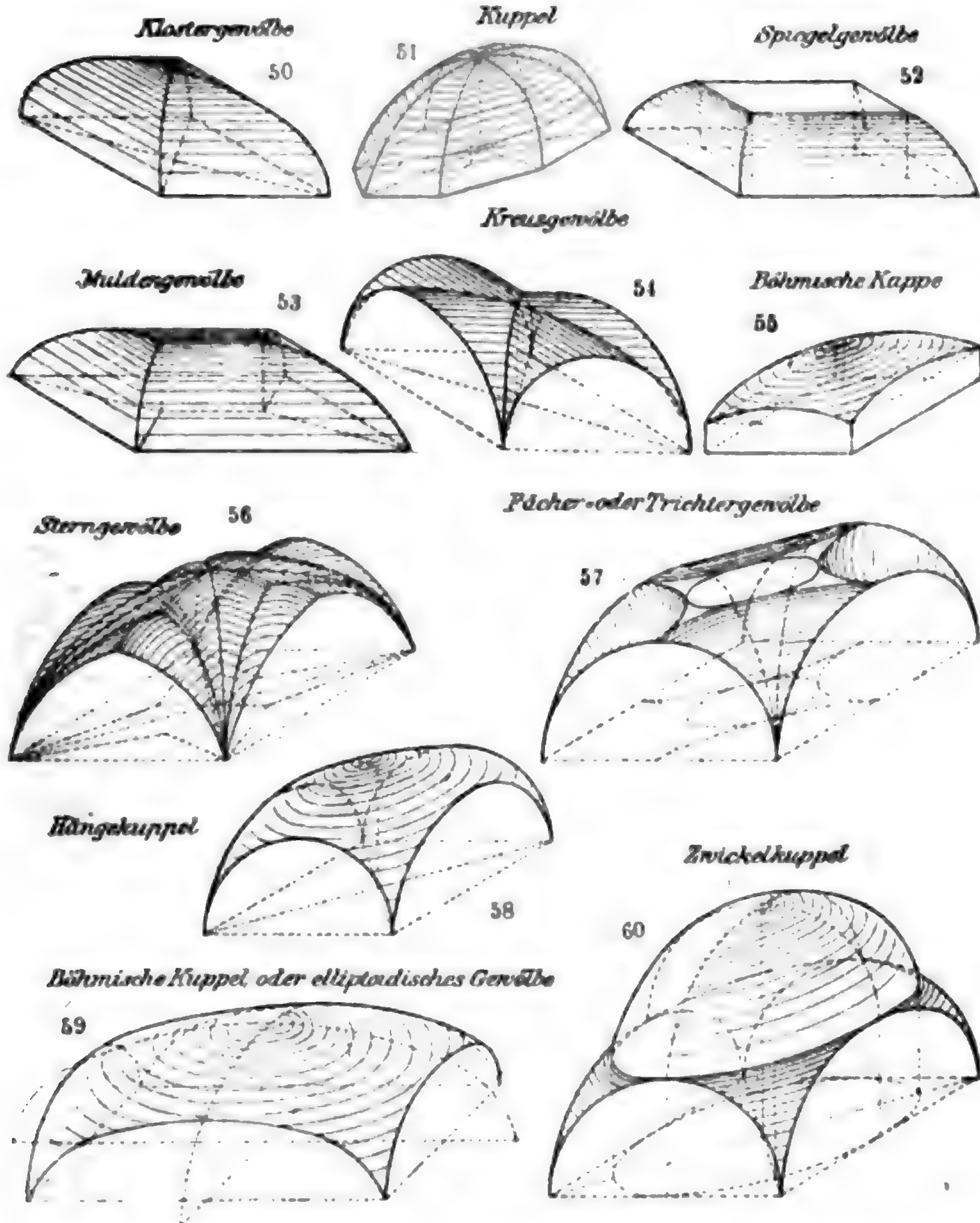
Abb. 38 bis 49.



125 Steine und 0,09 cbm Mörtel; flachbogige gleicher Abmessung 95 Steine und 0,07 cbm Mörtel.

h) Sterngewölbe (Abb. 49 u. 56 S. 296 u. 297) sind Kreuzgewölbe, deren Kappen zwischen Grat- und Stirnbogen noch Zwischenrippen erhalten, so dafs sternförmige Figuren entstehen.

Abb. 50 bis 60.



Liegen die Schnittpunkte der Rippen auf einem Halbkugelmantel, so sind die Diagonalrippen kreisförmig; die übrigen Rippen haben denselben Halbmesser. Ihre Mittelpunkte liegen unterhalb der Kämpferebene, daher Knickbogen.

Sind alle Rippen Schnittkurven der Halbkugel, also Kreisbogen, so sind die Halbmesser sämtlich verschieden, die Mittelpunkte liegen aber in der Kämpferebene. Werden Stirnbogen als Spitzbogen beliebig gezeichnet, so werden die Kappen zwischen den Rippen mit Busen gewölbt.

Erhalten die Rippen keine vortretenden Profile, so erscheinen die Grate durch die Busenwölbung. Bei reichen Sterngewölben auch Entwicklung nach dem Prinzipalbogen.

Widerlager- und Gewölbestärke wie beim Kreuzgewölbe.

l) Spiegelgewölbe Abb. 52 S. 297, Muldengewölbe Abb. 53 S. 297, Fächer- oder Trichtergewölbe Abb. 57 S. 297, Böhmische Kuppel oder elliptoidisches Gewölbe Abb. 59 S. 297.

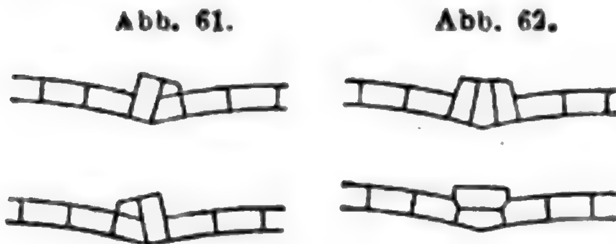


Abb. 61. Abb. 62.

Die konstruktiv wichtigen Grate und Gurte werden gewöhnlich verstärkt. Abb. 61 u. 62 zeigen solche Verstärkungen für Schwalbenschwanzwölbung beim Klostergewölbe.

4. Senkung (f) der Rüstungen für Gewölbe.

Ist h die Pfeilhöhe, so ist bei bester Ausführung für hängende Lehrgerüste $f = 0{,}01 \cdot (l - h)$, für stehende Gerüste $f = 0{,}005 \cdot (l - h)$.

i. Massive Turmhelme

mit vier- oder mehreckigem Grundrifs, aus Quadern oder Verblendziegeln mit Hintermauerung. Fugen winkelrecht zur Steigungslinie. Wenn wagerecht, ist die Verwendung aufsen schräger Formsteine der normaler Ziegel vorzuziehen. Mindeststärke der Turmwand oben bei gröfseren Abmessungen 25 cm, unten alle 5 m um $^1/_4$ St. zunehmend. Spitze vollgemauert. Lüftung des Hohlraumes notwendig. Bekrönung aus einem gröfseren Stück. Statische Untersuchung des Helmes erforderlich. Ringanker am Fufs zur Aufnahme des Schubes.

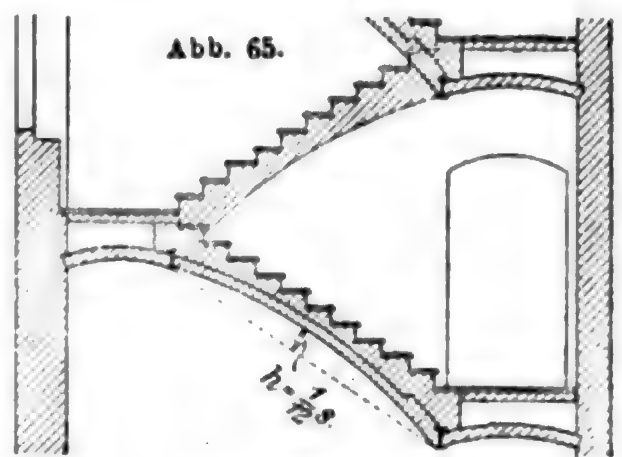


Abb. 65.

k. Treppen.

Bestes normales Steigungsverhältnis: zwei Steigungen und ein

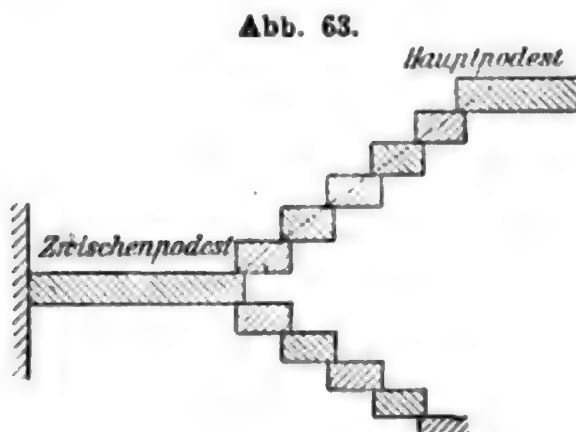


Abb. 63.

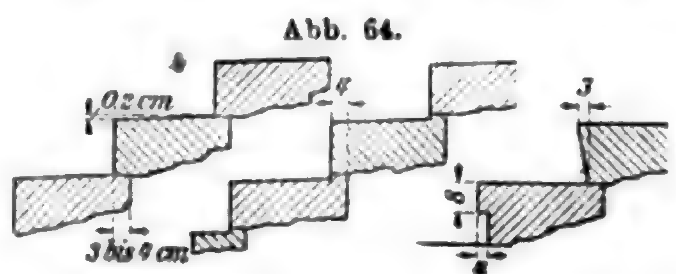


Abb. 64.

Auftritt = 63 cm, z. B. 2 × 18 + 27. Freitreppen und eingebaute, freitragende und voll unterstützte. Podestbreite mindestens gleich der Laufbreite, nicht aber unter 1,20 m. Abb. 63 S. 298 Schema für Treppen aus Kunstsandstein (Eiseneinlage), Eisenbeton und Werkstein, Abb. 64 S. 298 übliche Stufenquerschnitte. Abb. 65 S. 298 gemauerte Treppe auf Kappengewölben mit Podestträgern, Abb. 66 Schenkel des Treppenlaufes. Abb. 67 zeigt Anordnung besonderer Wangenträger für Treppenlauf. Holzbelag der Tritt- und Setzstufen, die in je zwei eingelassenen Holzdübeln befestigt werden.

Abb. 66.

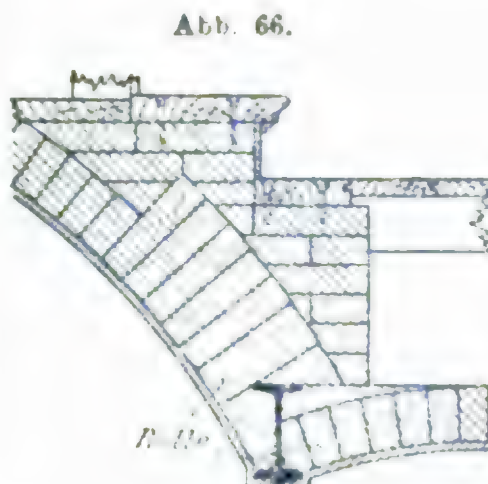
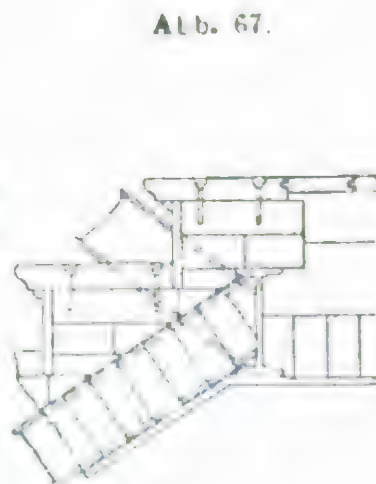


Abb. 67.



II. Holzkonstruktionen.

a. Abmessungen der Hölzer.

Hölzer und Bretter von Normalabmessungen (I. Bd. 5. Abschn. Stoffkunde IX) im Handel noch nicht gebräuchlich. Handelsübliche Abmessungen in Berlin sind:

1. Kieferne Verbandhölzer und Balken (bis 8 m lang)
   8/8, 10/10, 10/13, 13/13, 13/16, 13/18, 16/16, 16/18, 18/21, 21/21, 13/24, 21/24, 13/26, 21/26, 24/29 cm.
2. Kieferne Bohlen, sog. Zangenbohlen
   5 cm stark in Breiten von 18 bis 30 cm,
   6 „ „ „ „ „ 18 und 21 „,
   8 „ „ „ „ „ 18 „ 21 „.
3. Kieferne besäumte Bretter 2, 2,5, 3, 3,3, 4 cm stark.
4. Kieferne Stammbretter zu Fufsböden

Stärke	3,	3,5,	4,2	cm,
nach dem Hobeln .	2,6 bis 2,7,	3,3,	4	„.

b. Holzverbände.

Gering belastete **Pfosten** aus Rund- und Kanthölzern werden mittels eisernen Dornes aufgepfropft oder (bei stumpfem Stofs) mittels Flacheisenschienen, Nägel, Holzschrauben, Bolzen und Krammen verbunden. Der Querschnitt stark belasteter Pfosten wird aus zwei oder mehr Hölzern gebildet, die untereinander verdübelt, verschraubt und bei

großer Höhe aus mehreren Längen mit versetzten Stößen zusammengesetzt werden.

In den Stößen oft Einlagen aus Zinkblech oder Walzblei, am Kopf zur Lastverteilung besondere eiserne Platten. Fuß der Pfosten durch Holzschwellen oder eiserne Fußplatten gebildet (Abb. 32 u. 33 S. 302).

Balken.

Bei gleicher Höhenlage der Balken und gleicher Flucht wird der Stoß gewöhnlich gerade (Abb. 1), selten schräg (Abb. 2) ausgeführt. Eisenschienen und Klammern, die beide Balkenenden verbinden, wirken wie Anker.

Seltener kommen beim Stoß von Balken, die Zugkräfte übertragen sollen, die nachfolgend angeführten Holzverbindungen zur Anwendung.

Einfache und schräge (Abb. 3) **Verblattung,** Sicherung durch Holznägel. Doppelte Verblattung mit geradem (Abb. 4) oder schrägem (Abb. 5) Hakenblatt. Verstecktes gerades oder schräges (Abb. 6) Hakenblatt; mühevolle Zimmerung.

Gerader Stoß mit eingesetztem doppelten Hakenblatt (Abb. 7).

Verbindung von Schwellen durch verborgenen Hakenkamm (Abb. 8).

Bei Verbindung mit Pfosten werden die Balken eingezapft. Abb. 10 gerader, Abb. 9 zurückgesetzter gerader, Abb. 11 doppelter Zapfen mit Blatt, Abb. 12 Zapfen mit schrägem Versatz. Besser Knaggenlager Abb. 13. Greifen Balken und Pfosten übereinander, so verbindet man sie durch **Verkämmung,** Verstärkung der Balken durch Sattelhölzer und Kopfbänder (Abb. 32 u. 33 S. 302).

Balken, welche auf Schwellen und Unterzügen aufliegen, sichert man gleichfalls durch **Verkämmung.** Abb. 14 einfache Seiten-, Abb. 15 Mittel-, Abb. 16 kreuzförmige, Abb. 17 schwalbenschwanzförmige Verkämmung.

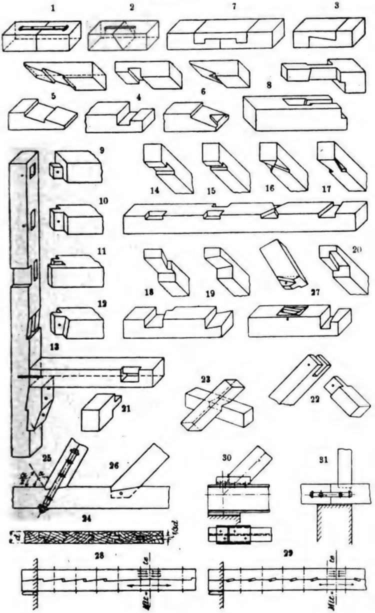
Liegen die Oberkanten der Schwellen bündig, so verbindet man sie durch **Verblattung.** Außer der einfachen noch schwalbenschwanzförmige (Abb. 18), an Ecken schräge Ueberblattung (Abb. 19), solche mit halbem Schwalbenschwanz (Abb. 20), gerader (Abb. 21) und schräger Brustzapfen. Sparren werden über dem Firsträhm oft stumpf gestoßen (Nagelung), besser jedoch durch den Scherenzapfen (Abb. 22) verbunden; sie lagern mittels Klauung (Abb. 23) auf Rähmen (Pfetten) und Fußschwellen (Mauerlatten) auf. Beim Fehlen des Firsträhms muß der Scherenzapfen verwendet werden.

Verbindung von Brettern und Bohlen zu Böden und Wänden durch **Spundung.** Abb. 24 halbe, dreieckige, quadratische, Keil- und Federspundung. Letztere sparsam im Holzverbrauch. Federn am besten aus Hartholz.

Streben werden in Schwellen und Spannbalken eingesetzt mit einfachem **Versatz** (Abb. 25), seltener mit Zapfen — offen Abb. 26, verdeckt Abb. 27 —, mit doppeltem (Abb. 34 S. 307) und mehrfachem Versatz mit und ohne Zapfen. Einlagen aus Zinkblech bei der Stirnung.

Um beide Flächen gleich hoch zu beanspruchen, Anordnung der Stirnung in der Winkelhalbierenden (Abb. 25), einfacherer Ausführung halber oft senkrecht zur Balkenachse (Abb. 26), wobei jedoch Vorholz leichter abspaltet.

Abb. 1 bis 31.



Digitized by Google

Sicherung der Versatzverbindungen durch nach ziehbare Eisenteile, wie Flacheisenschienen mit Gewindeendigung, Muttern und Brücke (Abb. 25), oder einfacher durch Bolzen (Abb. 34a S. 307).

Stöße der Balken auf tragenden Mittelwänden (Abb. 31 u. 31a).

Abb. 31 a.

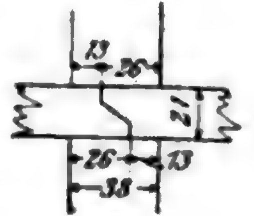
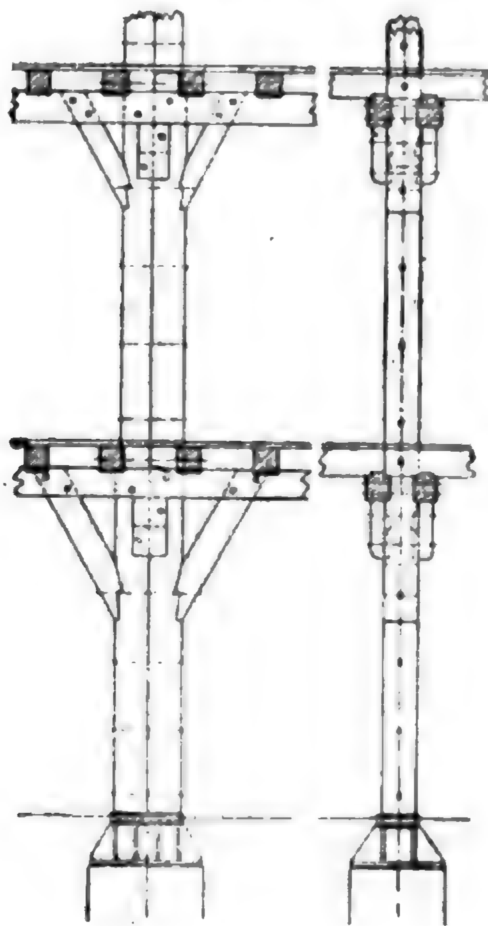


Abb. 32 u. 33 Speichersäulen und Decken für hohe Lasten. Wegen guter Feuersicherheit noch vielfach verwendet.

Abb. 32 Säulen aus zwei zusammengestellten Hölzern,

Abb. 32.



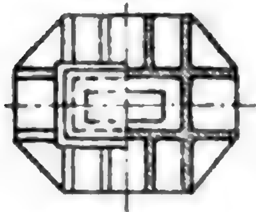
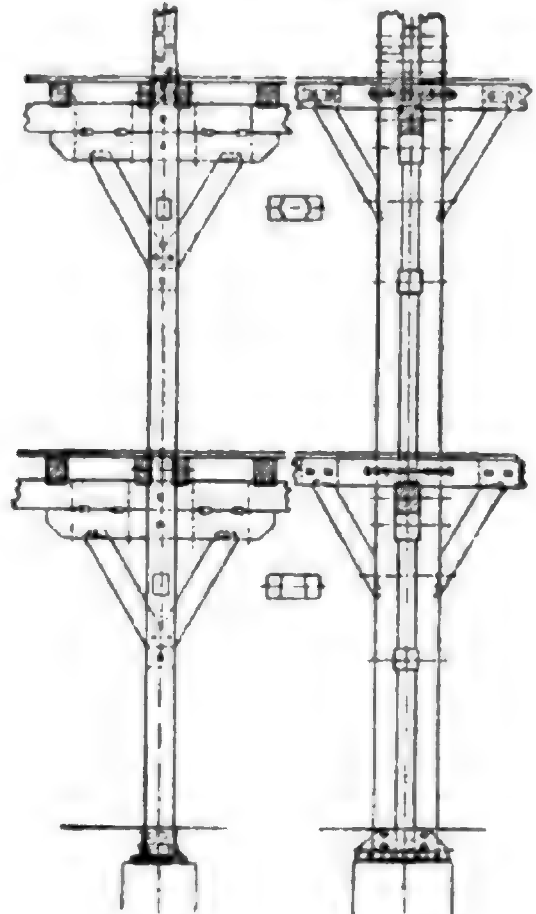
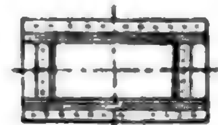


Abb. 33.





Deckenunterzüge aus zwei mit entsprechendem Abstand verlegten Balken gebildet, welche die Säulen mit seitlichem Kamm umfassen und auf Säulenknaggen ruhen. Kopfbänder bilden erforderliche Eckversteifungen. Die Säulenfüſse stehen auf guſseisernen Fuſsplatten mit oberem Rand, der Verschiebung verhindert.

Abb. 33. Die Pfosten werden aus zwei mit Abstand angeordneten Hölzern gebildet, welcher eine Durchführung des einteiligen, durch Sattelholz verstärkten Unterzuges gestattet. Kopfbänder wie vor, Fuſsplatten aus Walzeisen.

c. Tragwerke.

Für gröfsere Stützweite und hohe Belastung als Unterzüge angewendet, wobei sie in der Regel in den Pfeilerachsen liegen.

Alle Tragwerke gröfserer Abmessungen sind wegen starken Setzens der Holzverbindungen mit einer der Durchbiegung entsprechenden **Ueberhöhung** herzurichten. Die Flächen der Stirnungen, die Hauptsystemkräfte übertragen, müssen Hirnflächen sein.

Schraubenbolzen der Verbindungen, wegen der weiten Löcher eher auf Biegung als Scherung beansprucht, wirken vorwiegend nur durch die Reibung, welche die scharf angezogenen Bolzen verursachen.

Entsprechend grofse Unterlagscheiben für Kopf und Mutter unerläfslich.

1. Verdübelte und verzahnte Balken.

Verbindung von zwei oder mehr übereinander liegenden Balken durch Dübel bzw. Zähne und Bolzen zu einem einheitlich wirkenden Träger (Abb. 28 u. 29 S. 301).

Höhe h des letzteren etwa gleich $^1/_{10}$ bis $^1/_{12}$ der Stützweite. Erforderliche Ueberhöhung etwa $^1/_{60}$ der Weite. Höhe der Dübel (Hartholz, Breite $0{,}3\,h$ bis $0{,}5\,h$) und Zähne nicht unter $0{,}1\,h$, Teilung bei den Auflagern h, nach der Mitte hin bis zu $2\,h$ zunehmend. Sicherung der Stirnungen der Dübel und Zähne durch Zinkblechstreifen. Wirksame Verdübelung aus je zwei Keilen, die senkrecht zur Balkenachse angetrieben werden. Gleiche Einrichtung bei Verzahnung empfehlenswert. Bolzen 26 mm Durchm. und mehr. Widerstandsmoment gleich $^2/_3$ desjenigen eines gleich grofsen gewachsenen Querschnittes zu schätzen.

Gufs- oder schmiedeiserne Auflagerplatten zu gleichmäfsiger Druckverteilung erforderlich.

2. Fachwerke.

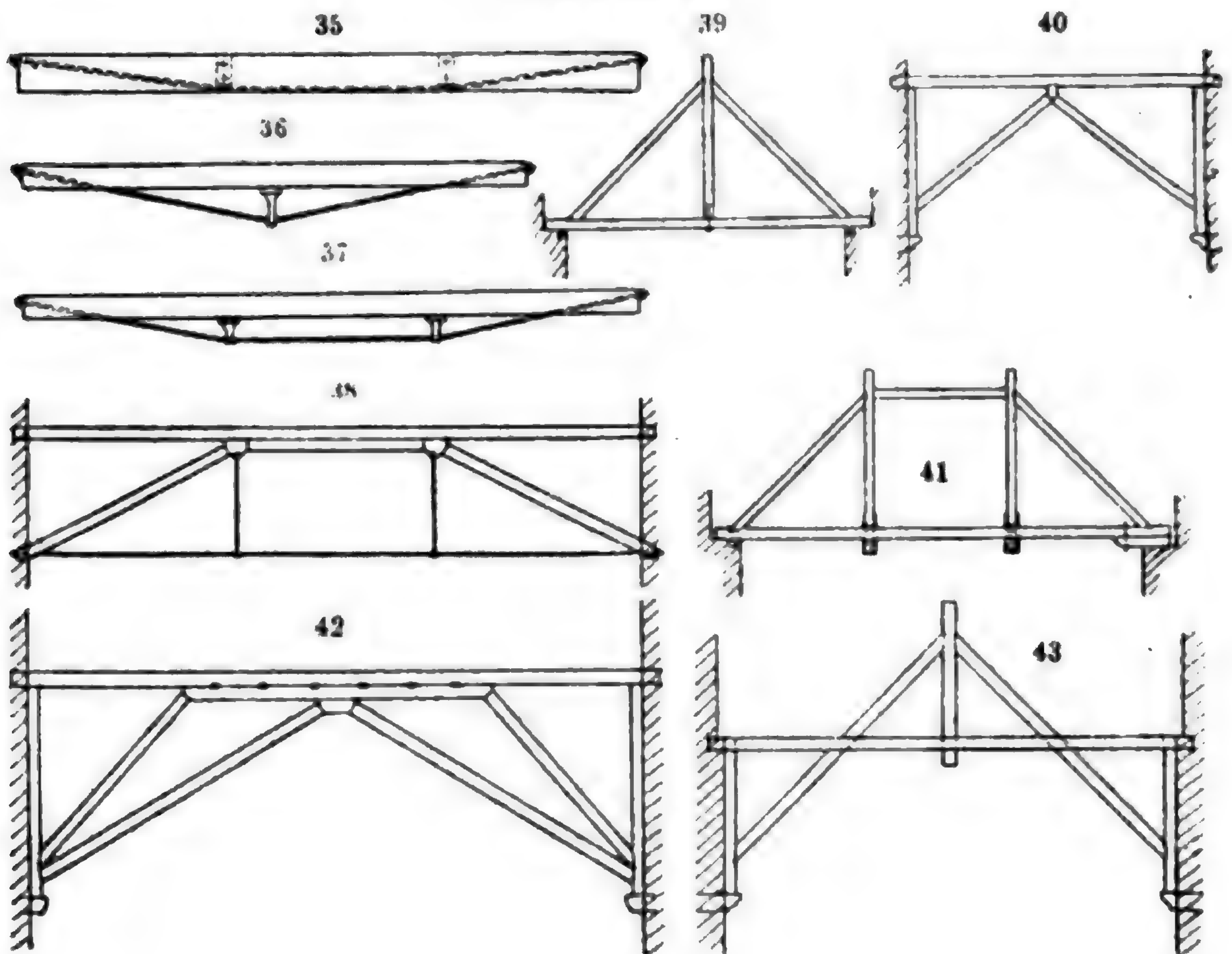
Hänge- und Sprengewerke.

Balken mit Eisen bewehrt (armiert), Abb. 35 u. 37 S. 304 doppeltes, Abb. 36 S. 304 einfaches Hängewerk. Abb. 38 S. 304 doppeltes Sprengewerk, zweimalige Aufhängung der Spannstange. Abb. 39 bis 43 S. 304 Hänge- und Sprengewerke nur aus Holz und Kleineisen. Abb. 39 einfaches, Abb. 41 doppeltes Hängewerk mit Spannbalken. Abb. 40 einfaches, Abb. 42 mehrfaches Sprengewerk, beide mit frei auf die Auflager wirkendem Schub. Abb. 43 Vereinigung von Hänge- und Sprengewerk mit teilweise aufgehobenem Schub.

3. Dachverbände.

Binderteilung gleich der Achsweite der Pfeiler, etwa 3 bis 6 m. Sparrenfreilängen 3 bis 4,5 m, Sparrenstärken 13×13 und 13×16 cm. Pfetten 16×21 bis 21×24, selten mehr. Bei grofsen Binderteilungen deswegen Sicherung der Pfetten durch Sattelhölzer und Kopfbänder, letztere gewöhnlich 13×16 bis 16×21.

Abb. 35 bis 43.



Sparrenteilungen.

Pfannendach, einfaches Ziegeldach . . .	1,0 bis 1,1 m
Doppeldach, Kronendach, Falzziegeldach .	0,9 „ 1,0 „
Schieferdach	1,0 „
Metalldach	0,9 „ 1,0 „
Holzzementdach	0,7 „ 0,9 „

Binder. Hauptstreben, Spannriegel durchschnittlich 18 × 21, Stuhlsäulen und Spannbalken 16 × 18, letztere jedoch oft durch Deckenbalken gebildet, die an den Stöfsen durch Eisenlaschen gesichert sind. Bei gröfseren Ausführungen laufen Flacheisenverspannungen auf ganzer Länge der Spannbalken durch. Werden letztere durch Walzträger gebildet, so sind besondere eiserne Schuhe zur Aufnahme der Strebenfüfse erforderlich (Abb. 30 S. 301).

Die Binder unterscheiden sich voneinander nach der Dachform, ob Sattel-, Pult-, Sägen- (Shed-), Zelt-, Turm-, Kuppeldächer, sowie nach Spannweite und Eindeckungsart, aufserdem nach Auflagerung der Dachhaut entweder auf Sparren (⊥-Traufe) — **Sparrendach** — oder auf Pfetten (||-Traufe) — **Pfettendach** —. Pfettendächer seltener — bei Bahnsteig-, Turm- und Kuppeldächern — verwendet. Für die Mittelfelder von Hänge- und Sprengewerksbindern sind Diagonalkreuze oft unerwünscht, deshalb dort Sicherung der Knotenpunkte gegen Verschiebung durch ihre besonders steife Ausbildung mittels Zangen und Kopfbänder. Doppelte Hänge- und Sprengewerke, deren Spannbalken

zugleich Balkenlasten tragen, teilt man am besten im Verhältnis 3:4:3, wenn die Spannbalken durchgehend sind (Abb. 34 S. 307 u. 50 S. 306).

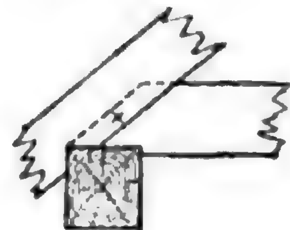
Satteldächer.

1. Einfache Sparrengebinde (Abb. 44 S. 306) für geringe Weiten, ohne oder mit Firstpfette, letztere alle 4 bis 5 m durch Pfosten (Säulen) mit Kopfbändern auf Dachbalkenlage abzustützen. Längsverband durch schräg verlegte Latten (Windrispen) bewirkt, die gegen die Unterflächen der Sparren genagelt werden.

2. Einfache Sparrengebinde für mittlere Weiten mit je einem Kehlbalken, der mit dem Sparren durch schwalbenschwanzförmiges Hakenblatt verbunden wird. Wegfall der Firstpfette.

3. Sparrengebinde für gröfsere Weiten mit je 2 Kehlbalken (der obere Hahnenbalken genannt) oder Bindergespärre (Lehrgebinde) in den Pfeilerachsen. Hierbei entweder Unterstützung jedes Sparrengebindes durch Kehlbalken, der auf zwei Rähmen liegt (Kehlbalkendach), Abb. 45 S. 306 (besser Ausführung nach Abb. 45a), oder unmittelbar durch die Rähme und Versteifung der Binder und ihrer Sparren durch einfache oder Doppelzangen (Zangendach), Abb. 46 S. 306.

Abb. 45 a.



In beiden Fällen werden die Rähme durch senkrecht oder schräg gestellte Stuhlpfosten (stehender oder liegender Stuhl) auf die Spannbalken mit Zapfen aufgestellt. Liegt Fufspunkt mehr als 1,5 m von nächster Tragwand, so ist Lastverteilung durch Einfügung besonderer kräftiger Schwelle, die über drei Balken reicht, erforderlich (Abb. 47 u. 53 S. 306).

Hahnenbalken gleich stark wie Sparren. Länge der Kehlbalken 4,5 m, bei alten Kirchendächern und ähnlichen auch doppelter Stuhl mit 7 bis 7,25, bei dreifachen 10 bis 10,5 m langen Kehlbalken, die besondere Abstützungen erfordern, kräftiger (12 × 16 bis 18 × 27) als Sparren.

Unterer Kehlbalken meist 1,9 m über Fufsboden. Pfetten und Pfosten von gleichen Abmessungen. Kehlbalkendach bedingt reichlichen Holzverbrauch, ermöglicht aber leicht Ausbau des Dachgeschosses.

4. Schon bei gewöhnlichen und noch mehr bei gröfseren Dachweiten stellt man die Binder besser als Hänge- bzw. Sprengewerke her (Abb. 47 S. 306). Stehender Stuhl.

Der bis zur Zange der Mittelpfetten herabreichende und dort nur geführte Pfosten der Firstpfette wird durch zwei nach den Wandauflagern gehende Hauptstreben gestützt, während die beiden Mittelpfetten vorwiegend durch ihre lotrecht gestellten Pfosten getragen werden.

Abb. 48 S. 306. Liegender Stuhl mit Drempel (zur Vergröfserung des Bodenraumes). Der lotrecht gestellte und unten in der Doppelzange geführte Pfosten der Firstpfette wird durch zwei besondere Streben gegen die liegenden Pfosten der Mittelpfetten abgesprengt. Letztere belasten den Spannbalken nahe Wandauflager.

Abb. 49 S. 306. Liegender Stuhl. Die Lasten der Firstpfette und Mittelpfetten werden mittels zwei durch Doppelzangen in Höhe der Mittelpfetten verbundener Hauptstreben in die Wandauflager übertragen.

Abb. 44 bis 57.

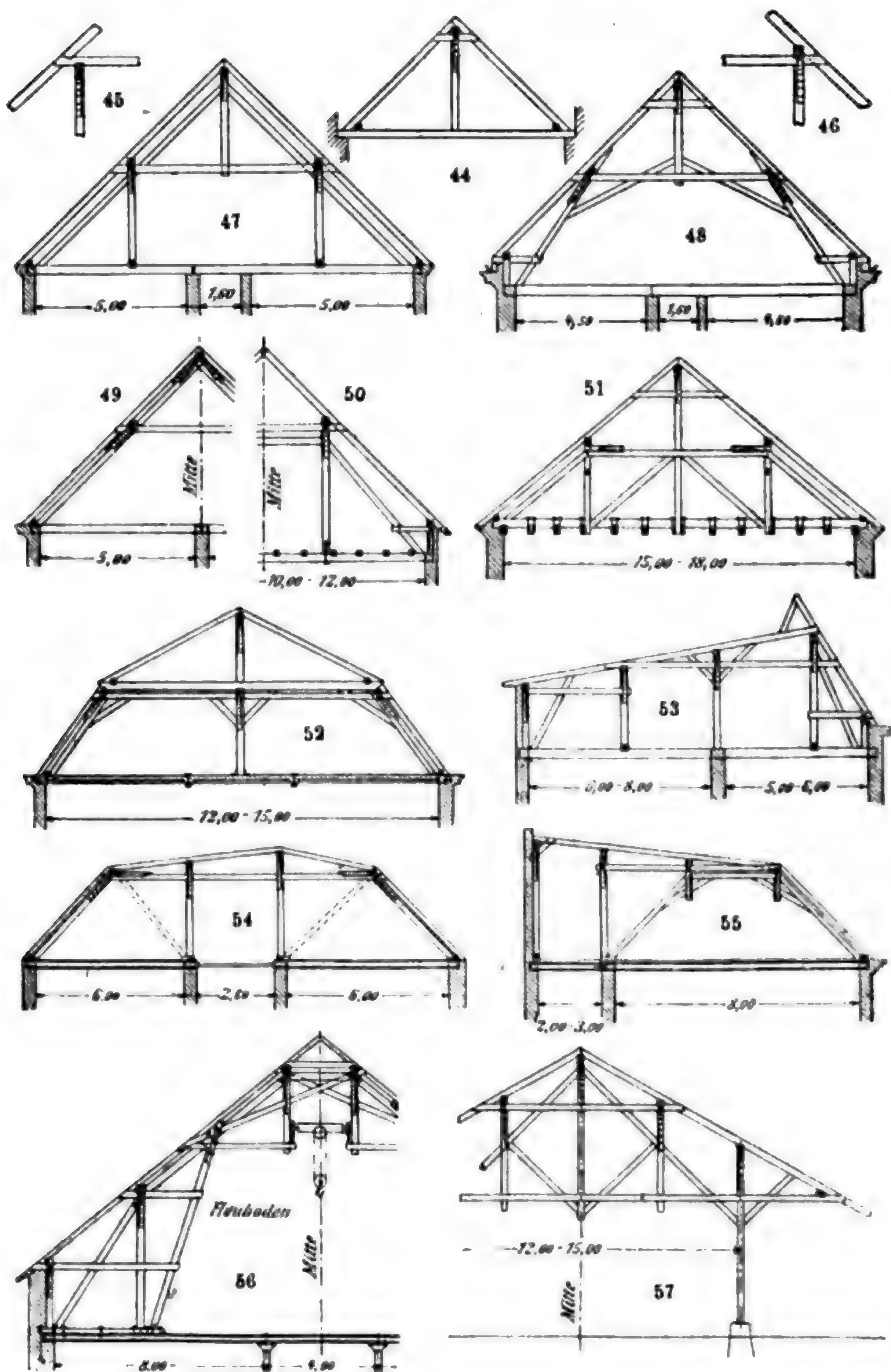

45
44
46
47
48
5,00
1,60
5,00
49
50
51
Mitte
Mitte
5,00
10,00 - 12,00
15,00 - 18,00
52
53
12,00 - 15,00
5,00 - 6,00
54
55
6,00
2,00
6,00
8,00
2,00 - 3,00
Heuboden
56
57
Mitte
Mitte
12,00 - 15,00
8,00

Abb. 50. Doppeltes Hängewerk für Dach und Deckenlast mit Drempel. Der Spannbalken wird durch Mittelwände nicht unterstützt und dient der Dachbalkenlage als Unterzug (auf 4 Stützen).

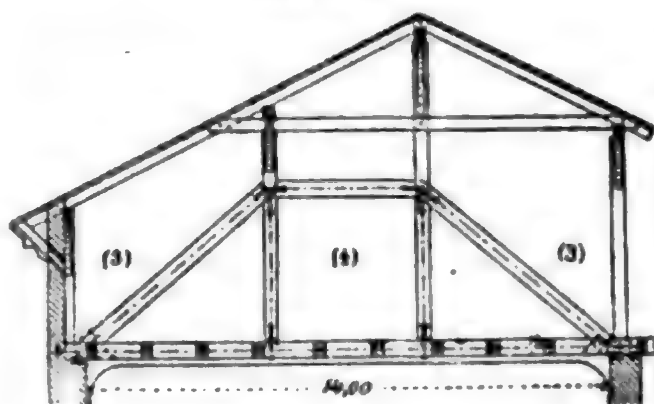


Abb. 34.

Abb. 34. Doppeltes Hängewerk mit Drempel, von einer Aufsen und der Mittelwand unterstützt. Hängesäulen bis zur First bzw. Mittelpfette verlängert. Die hier in gröfserem Mafsstabe dargestellten Verbindungen (Abb. 34a) wiederholen sich ähnlich bei allen übrigen Binderarten.

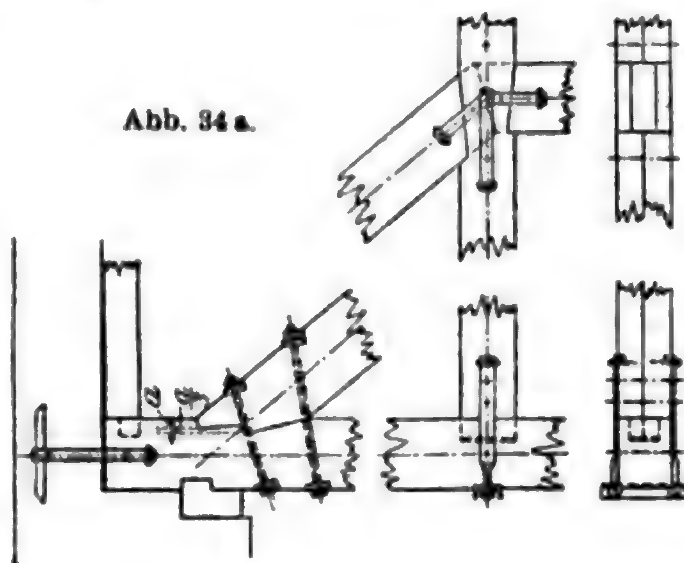


Abb. 34 a.

Abb. 51. Dreifaches Hängewerk für Dach- und Deckenlast. Die drei Hängesäulen sind Doppelsäulen, Deckenbalken an dem Spannbalken (Ueberzug) angehängt, Versteifung der Mittelfelder des Binders durch Streben.

Abb. 56. Dachraum eines Stallgebäudes als Heuboden ausgebaut. Verbindung von Hänge- und Sprengewerk im oberen Dachteil. Fehlen der Spannbalken im Mittelteil, durch gekreuzte Hölzer (Verschwertungen) ersetzt. Die oberen Mittelpfetten stützt ein liegender, die unteren ein stehender Stuhl. Als Spannbalken dient eiserner Träger des massiv ausgebauten Dachbodens.

Abb. 57. Freistehender Schuppen mit zweiseitig überkragendem Dach. Verbindung von Sprengewerksbindern, deren Hauptstreben möglichst tief an die Hauptpfosten herabreichen.

Abb. 58 S. 308. Freistehender Schuppen mit zweiseitig überkragendem Dach auf drei Stielreihen. Scherenartige Anordnung bei den oberen Endigungen der Hauptstreben und Wandglieder, wodurch starre Knotenpunkte und bequeme Lagerung der Pfettenendigungen möglich. Stielfüße in Betonfundamenten eingespannt, welche ihrerseits von je drei Schrägpfählen unterstützt werden.

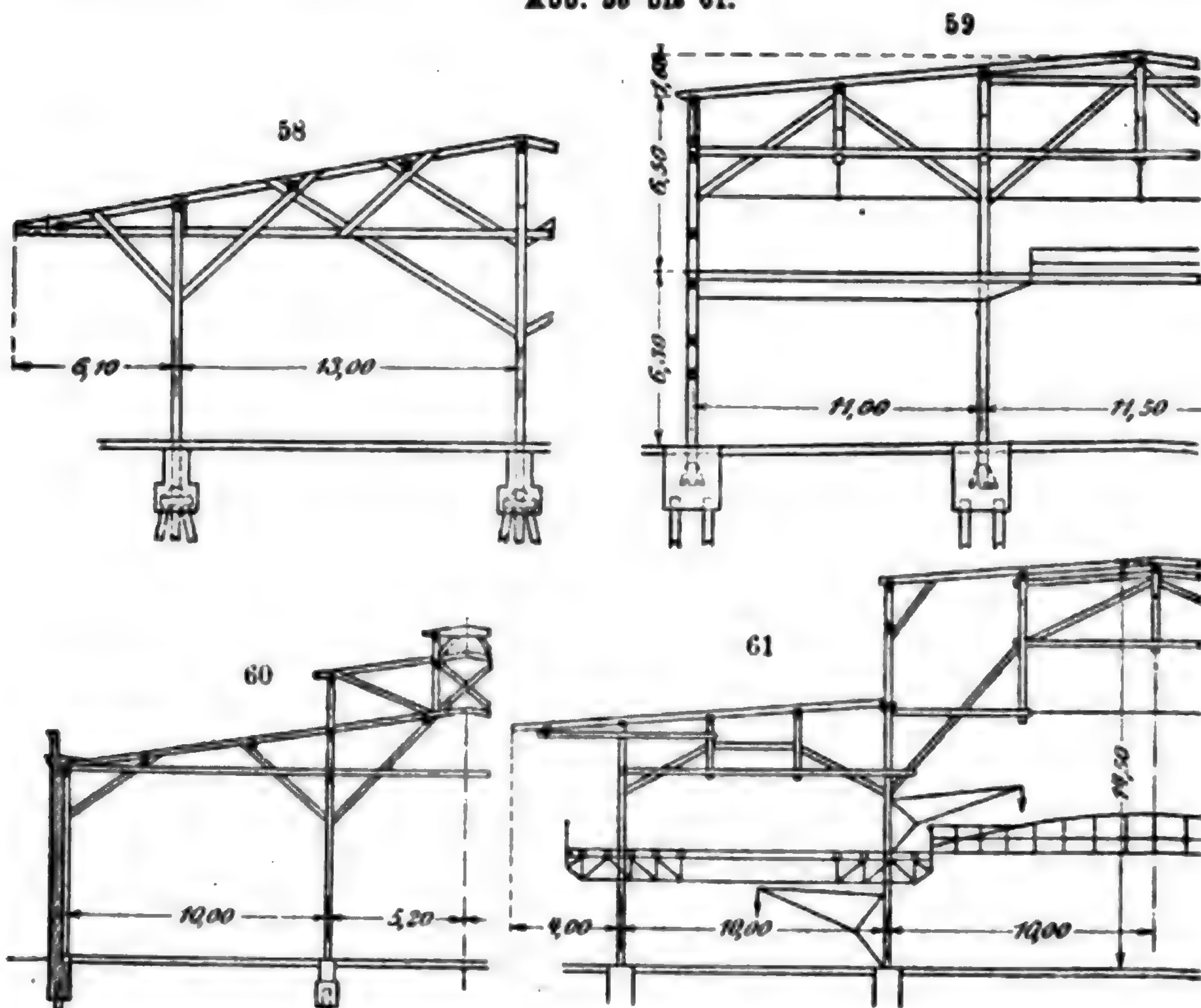
Abb. 59 S. 308. Dreischiffige Lade- bzw. Fabrikhalle mit Zwischendecken in den Seitenhallen und Laufkran in der Mittelhalle. Eiserne Spannstangen bei den Sprengewerken. Stielfuß ähnlich wie vor.

Abb. 60 S. 308. Dreischiffige Halle wie vor, Ausbildung einfacher, mehr der von Abb. 58 S. 308 ähnlich.

Abb. 61. Dreischiffige Ladehalle mit besonders weitem Mittelschiff, Zwischendecken in den Seitenschiffen, Laufkran im Mittelschiff und Drehkrane im letzteren und in den Seitenschiffen. Eiserne Spannstange beim Sprengewerksbinder des Mittelschiffes.

Für Kirchen- und Hallenbauten, bei welchen in den unteren Teil des Dachraumes Deckengewölbe oder gewölbeartige Decken einschneiden,

Abb. 58 bis 61.

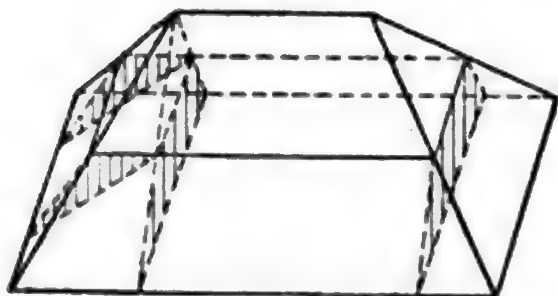


besser Holzeisen (Abb. 87 bis 89 S. 317) und Eisenbinder s. III. Eisenkonstruktionen S. 319 ff.).

Walmdächer

(abgewalmte Satteldächer). Binderbauarten im allgemeinen wie vor. Neigung der Walm- und Hauptflächen gewöhnlich gleich. Anordnung von Gratbindern gibt an der First schwierige Anschlüsse. Darum statt dessen Anordnung eines trapezförmigen Binders (⊥-First) oder bei kurzen Walmen zur First gleichlaufende Stichträger in Dreiecksform vorzuziehen, die ein Auflager auf der Giebelwand, das andere auf letztem Satteldachbinder finden. Pfetten liegen in den Haupt- und Walmflächen auf gleicher Höhe, an den Ecken überblattet (Abb. 62).

Abb. 62.



Mansarddächer.

Abb. 52 S. 306. Kehlbalkendach mit liegendem Stuhl. Die Kehlbalken dienen zum Tragen der leichten Zwischendecke. Anordnung be-

sonderer durchlaufender Zangen unter den Mittelpfetten immer empfehlenswert.

Abb. 54 S. 306. Zangendach. Obere Dachflächen unsymmetrisch. Durch Hinzufügen der beiden inneren Gegenstreben wird die Standsicherheit des Daches sehr erhöht.

Abb. 63 S. 310. Fünfteiliges Hängewerk (alte Ausführung) für grofse Spannweiten und Belastungen, gebildet aus Dach, Dachboden und Decken. Spannbalken als Unterzug für die Deckenbalken und Hauptstreben als verdübelte Hölzer ausgebildet. Mittelfelder des Binders durch Streben versteift.

Pultdächer.

Beim Entwurf der Binder ist der aus einseitiger Dachform kommende Seitenschub zu berücksichtigen. Dachflächen gerade oder in Form halber Mansarddächer.

Abb. 53 S. 306. Dach über einem Berliner Vorderhaus, stehende Stuhlsäulen.

Abb. 55 S. 306. Mansard-Pultdach mit liegenden und stehenden Stühlen.

Sägen (Shed-) dach.

Abb. 64 S. 310. Neigung der Glasdachfläche bei 60°, beide Dachflächen sind am Firstpunkt rechtwinklig zueinander. Glasdachfläche nach Norden gerichtet.

Zelt-, Kuppel-, Turmdächer.

Das Tragwerk wird entweder durch zwei Paare sich rechtwinklig schneidender Hänge- bzw. Sprengewerke oder als räumliches Fachwerk (Zeltdach) oder aus einer Verbindung beider Arten gebildet. Sichere Aufnahme der bei Zeltdächern auftretenden Schubkräfte erforderlich. Verankerung hoher Turmdächer im Mauerwerk jetzt nötig, früher wegen schwererer Bauart oft entbehrlich.

Berechnung der Verankerungen der Turmhelme für den Bauabschnitt auszuführen, in dem die Verbände aufgestellt und die Verschalung, aber noch nicht die Deckung angebracht ist, und in dem die Turmspitze die Rüstung für die Befestigung der Bekrönung trägt.

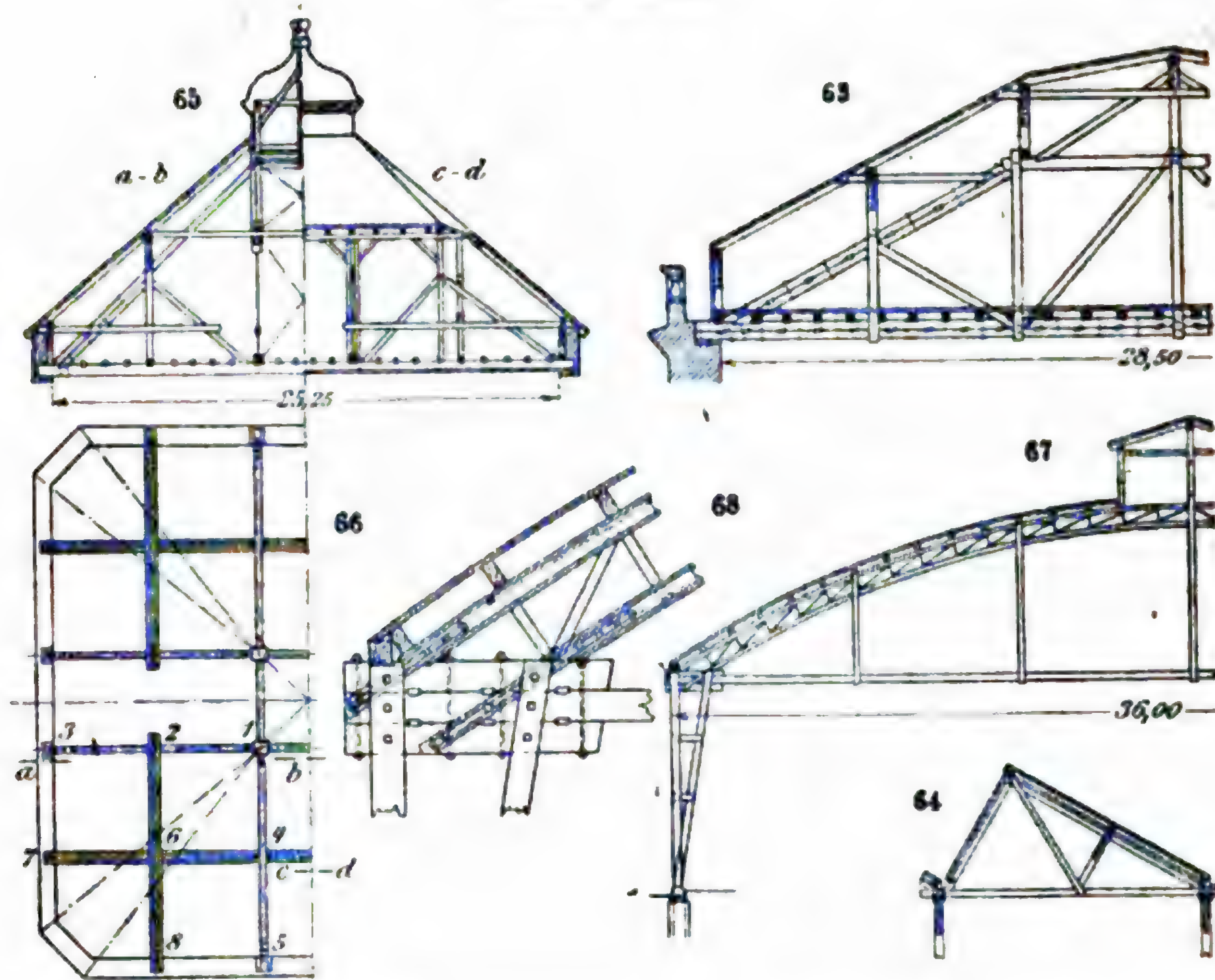
Die hier behandelten Dachverbände erleiden durch Wind und andere wechselnde Belastung, auch durch Aenderung des Feuchtigkeitsgrades starke Bewegungen, was den Dachdeckungen und bei Saalbauten auch den an die Binder angehängten Stuckdecken schädlich ist. Ausführung in Eisen verdient hier immer den Vorzug.

Abb. 65 S. 310. Zeltdachverband eines Saalbaues. Verband aus sich kreuzenden Sprengewerken gebildet, wobei die der einen Richtung gegen die der anderen in ihrer Höhenlage um Spannriegel- bzw. Spannbalkenhöhe versetzt sind.

Im Halbgrundrifs (Abb. 66 S. 310) ist 1, 3 der untere, 1, 5 der obere Hauptbinder, 4, 7 der untere, 2, 8 der obere Zwischenbinder. Die vier Hauptbinder mit vier gemeinsamen, oben aus vier Hölzern, unten aus eisernen Zugstangen gebildeten Hängesäulen 1 bilden Sprengewerke, die vom Boden bis zur Laterne reichen. Last der Mittelpfetten bei 2 und 4 durch die in die Hauptbinder eingefügten Sprengeböcke nach 1, 3 und 5

und durch die mit beiden Stuhlsäulen bei 6 verbundenen Zwischenbinder nach 2, 4 der Hauptbinder und 3, 8 der Frontwände übertragen. An-

Abb. 63 bis 68.



ordnung von eisernen Diagonalkreuzen in den vier Mittelfeldern der Hauptbinder notwendig. Dachboden oberhalb, Saaldecke unterhalb Spannbalken.

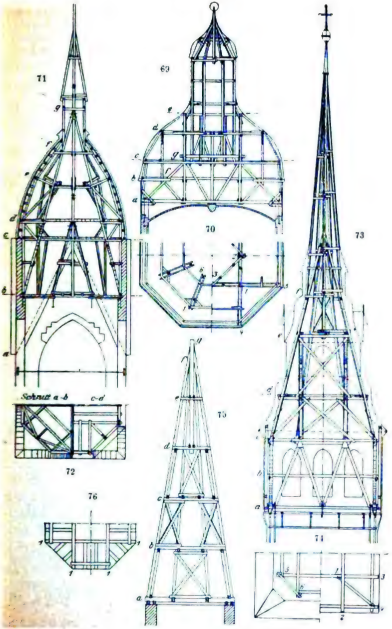
Abb. 69 u. 70. Achtseitig gleichseitiges Kuppeldach mit Laternenaufbau über 13 m lichter Breite.

Zwei Paare sich rechtwinklig durchdringender Holzfachwerke 2, 4 und 3, 5 mit Spannbalken bei *a* und Spannriegeln bei *c*. Pfetten *b* (Traufe) und *c* finden Auflager in den Gratebenen durch geneigte Stuhlsäulen *a c*, ebenso Pfetten *d*, *e* durch lotrechte Säulen *d f*, *e g*. Die Punkte *f*, *g* sind Binderknotenpunkte. Die acht Laternenstiele stehen bei *c* auf Wechseln 2, 3. Ausbildung dieser Teile unter Hinzufügung von Spannriegeln bei *d* und Streben in Zone *c d* zu vier Sprengewerken von Weite 2 bis 3. Wagerecht verlegte Doppelzangen bei *b*, *c*, *d* bringen die Stiele jeder Gratebene in gegenseitigen Verband.

Abb. 73 u. 74. Turmhelm nebst Glockenstube von quadratischem Grundrifs, Höhe 35, lichte Schachtbreite 10 m.

Die Umfassungswände der von Einbauten freien Glockenstube werden in Höhe *a c* durch je zwei Sprengeböcke gebildet, deren Streben bei *b* in den Turmwänden verriegelt sind.

Abb. 69 bis 76.



Digitized by Google

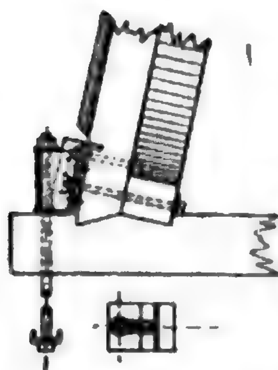
Die acht Köpfe der Böcke 2, 3 bei *c* geben wieder zwei Paaren sich rechtwinklig durchdringender Sprengewerke Auflager, die in Zone *cd* angeordnet sind. Stützpunkte 5, 6 der Gratsparren und Ringpfetten bei *d* durch Auskragung der Spannriegel, bei Ring *e* durch Höherführung der Stuhlsäulen gebildet, die in Zone *de* vier Diagonalkreuze aufweisen. Von Ring *e* bis Spitze *g* wirkt das Hauptdach als einfaches Zeltdach, ebenso die bei Ring *f* aufgesetzte Spitze. Der Kaiserstiel der letzteren reicht bis Ring *e*.

Abb. 71 u. 72 S. 311. Achtseitiges Kuppeldach mit Dachreiter für Glockenturm von quadratischem Grundrifs und 7,5 m lichter Breite. Höhe des Kuppeldaches 40 m.

Turmwände bekrönt durch vier Giebel von Dreiecksform von Höhe *ac*, Auflager des Dachverbandes, quadratische Pyramide (Zeltdach), und der Decke der Glockenstube in Höhe *b*. Hauptsparren des Zeltdaches, die nicht nach den Turmecken geführt werden können, gehen nach den Mitten der Giebel, oberer Teil (Zone *eg*) einfach, unterer Teil (Zone *db*) gegabelt, wodurch bessere Seitensteifigkeit des Aufbaues und Belastung des Schallöffnungsbogens erzielt wird. In Zone *bf* fachwerkartige Aufsattelung der Zeltbindersparren und Einschaltung ähnlicher, sich gegen die Ringe legender Zwischensparren in den Diagonalebenen des Grundrisses. Abb. 72 S. 311. Grundrifs, rechts Balkenlage der Decke, die im Schnittpunkt der Diagonalen am Kaiserstiel befestigt ist, links Grundrifs in Höhe *d*.

Abb. 75 u. 76 S. 311. Mollerscher Turmverband. Allgemein bekannte und bewährte Ausführung, obgleich in statischer Beziehung unklar. Sparrendach, bestehend aus Zwischen- und Gratsparren, an deren Füfsen Schwellenrost *a*, wagerechten Pfettenkränzen bei *b* und *c* mit zwei sich kreuzenden Schwellenpaaren 1, 1, bei *d* ohne diese, Zangenversteifungen bei *e*, Anfall *f* der Gratsparren an den Kaiserstiel, der zudem in *e* und *d* gehalten wird. Unterhalb *d* in jedem zweiten Felde einer Zone Andreaskreuze, die gegen die der nächsten Zone versetzt sind. Kreuze ohne (Zone *de*) oder mit besonderen Holmen (*cb*, *ba*), aber immer mit Schwelle. Bei Verankerung der Fufspunkte Schwellenrost und vor allem auch Gratsparren erfassen (Abb. 77), deren Stöfse sicher zugfest auszubilden sind.

Abb. 77.



Hallenbinder.

Bohlen- und Fachwerkbogen.

1. Bohlenbogen, zusammengesetzt aus mehreren hochkantig nebeneinander gestellten, am oberen Rand nach der Dachlinie geschnittenen, 1,5 m oder längeren Bohlenstücken, die mit versetzten Stöfsen angeordnet sind. Verbindung durch Holznägel.

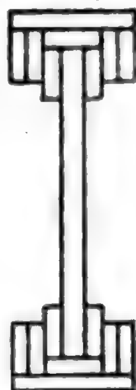
Ueberspannung mäfsig weiter Räume in Halb- oder Spitzbogenform ohne weitere Hülfskonstruktion möglich. Binderschub verhältnismäfsig gering.

2. Auf Schablone nach der Bogenkrümmung gebogene Bohlen flach übereinandergelegt, abwechselnd mittels Bolzen und eisernen

Bändern untereinander verbunden. Schub der Binderbogen gröfser wie vor, weshalb meist Zugbänder, Zangen oder seltener Sprengewerkunterfangungen erforderlich werden.

3. Fachwerkbogen. Finden jetzt für Schuppen, Ausstellungshallen usw. wieder vielfach Verwendung. Mäfsiger Kostenaufwand, gefälliges Aussehen. Abb. 67 S. 310, Bretter, wie unter 1. und 2. vorbereitet, werden zusammengesetzt zu Gurtungen, ähnlich den aus Gurtlaschen und Winkeln zusammengesetzten Stäben der Eisenkonstruktionen, wobei Spielraum zur Einfügung und Befestigung der Wandenden verbleibt (Abb. 67a). Aufstellung oft aus einzelnen fertigen Bogenstücken, die auf dem Bau mittels Gelenkklötze oder Bretterüberblattungen verbunden werden. Statische Behandlung je nach Ausführung als elastische Bogen mit (Abb. 68 S. 310 oder ohne Zugband oder als Fachwerk- oder Dreigelenkbinder gut durchführbar. Sichere Ausführung der Verbindungen oft schwierig.

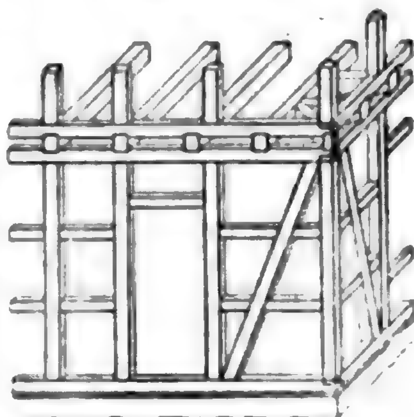
Abb. 67a.



d. Fachwerkwände.

Abb. 78. Grundschwelle auf gemauertem Sockel verlegt, die, um Faulen der ersteren zu vermeiden, aufsen bündig liegen. Anordnung der Stiele nach Lage der Wandöffnungen. Verstrebungen in den Endfeldern der Wände von der Fufsschwelle nach dem Kopf der Eckstiele hin. Teilung der Zwischenriegel in den vollen Feldern unter Berücksichtigung der Schichthöhen ihrer Ausmauerung. Tür- und Fensterriegel, in besonderer Höhenlage, beleben die äufsere Erscheinung. Im obersten Geschofs tragen Rähme die eingekämmten Balken und diese die Sparren (Saum-) schwelle des Dachgeschosses. An der Giebelseite wird gleichmäfsigen Aussehens wegen meist ein Stichgebälk angeordnet.

Abb. 78.



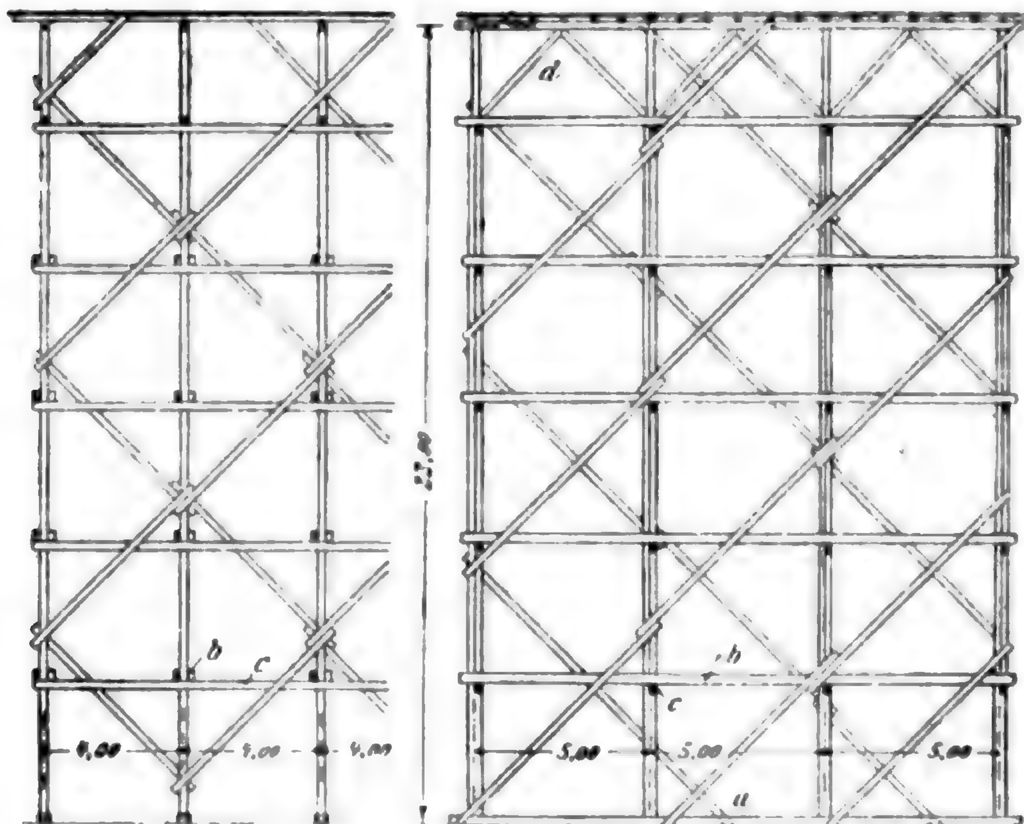
e. Verbundene Rüstungen.

Abb. 79 S. 314. Freistehende Rüstung im Inneren eines Gebäudes zur Aufstellung einer umfangreichen Dachkonstruktion.

Die sechsgeschossige Rüstung, in zwei Schnitten dargestellt, bildet im Grundrifs ein rechteckiges Maschennetz. Die Grundschwellen *a* liegen parallel zur Transportrichtung der Montageteile vom Lagerplatz zu den Kranen, die auf der Rüstung Platz finden. Die in den fünf unteren Geschossen aus zwei, im obersten Geschofs aus einem Holz gebildeten Pfosten stehen in den Netzpunkten auf den Schwellen. Die Balken *b* der einzelnen Geschosse, welche in Richtung der Grundschwellen laufen, bestehen in den vier unteren Geschossen aus versetzten Zangen, in den beiden oberen aus einfachen Hölzern, wobei das oberste den Unterzug für die Lagerhölzer der Arbeitsbühne bildet und deshalb im obersten Geschofs Zwischenunterstützung durch Bockstreben *d*

aufweist. Die einteiligen, zu den Grundschwellen senkrechten Rähme c durchdringen die Pfosten, wobei stets ein Holz der letzteren unterbrochen wird. Die Verschwertungen in den Stielreihen laufen bei wenig umfangreichen Rüstungen über alle Felder, bei anderen genügt

Abb. 79.



es, die Verschwertungen in einem umlaufenden Kranz von mindestens zwei Feldern Breite anzuordnen. Arbeitsbühne der Rüstung aus Bohlen und Lagerhölzern, letztere in Richtung der kürzeren Netzseite, mit Aussparungen einzelner Felder zum Durchziehen der Montageteile. Berechnung für gleichförmig verteilte Last (Lagerstücke, Hebezeuge bis 600 kg/qm) und Einzellasten, die gleich dem Gewicht des schwersten Montagestückes sind, dazu unter Umständen Wind.

Abb. 80. Frontwandrüstung zum Versetzen von Werksteinen. Ansicht und Querschnitt. Zwei Stützenreihen, aufsen und innen rd. 1,5 m von der Frontwand entfernt. Teilung in der Längsrichtung so, dafs die Pfosten vor den Wandöffnungen stehen. Pfosten aus zwei Hölzern, eins für die Auflagerung der einfachen Rähme unterbrochen, Querriegel aus Doppelzangen. Rähme derart gegen die Fufsböden des Gebäudes versetzt, dafs erstere und die Versteifungskreuze durch Wandöffnungen — und allenfalls durch Fensterbrüstungen gehen. Holme, welche die Schienen der fahrbaren Bühnen tragen, lasten auf den Pfosten gleichmäfsig. Statische Berechnung für Belastung durch eine oder mehrere Winden (Eigenlast je 1000 bis 1500 kg), dazu Gewicht der schwersten Werksteine und Wind. Solange die Rüstung allein steht, wird gewöhnlich ihre Sicherung durch besondere Holzverstrebungen und Drahtseilverankerungen erforderlich, später Versteifung gegen ausgeführte Gebäudeteile.

Abb. 80.

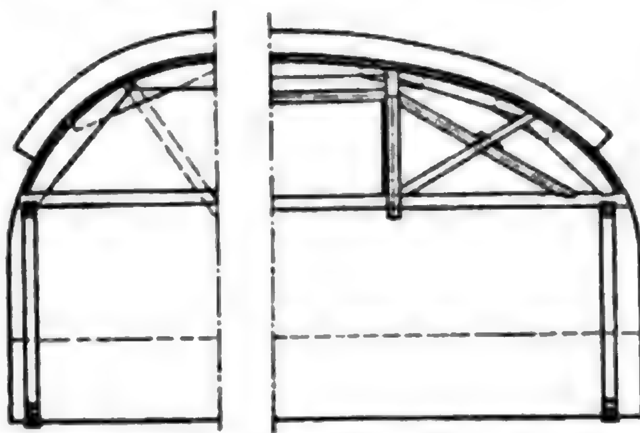
f. Lehrbogen und Lehrgerüste.

Lehren für flache Bogen von geringer Weite aus zwei hochkantig gestellten, oben nach der Krümmung geschnittenen Brettern oder Bohlen und daraufgelegten Schalhölzern gebildet. Bei gröfseren Krümmungen mehrere ausgeschnittene Bretter zum Lehrbogen verlascht.

Bei mittleren Weiten Herstellung der Bogen aus doppelter Bretterlage, Stöfse versetzt, Schub durch Zangen aufgehoben, oft mit Hülfsstreben nach der Zangenmitte hin gesichert (Abb. 81).

Bei grofser Weite Anordnung besonderer auf Pfosten und Schwellen gestellter Tragwerke, gegen die sich die Lehrbogen stützen (Abb. 82), doppeltes Hängewerk. Um allmähliches Lüften des Mauerwerks zu ermöglichen, werden überall zwischen Pfosten und Schwellen Holzkeile, Sandsäcke oder Topfschrauben eingebracht.

Abb. 81. Abb. 82.



g. Treppen.

Ueber günstigstes Steigungsverhältnis vgl. Steinerne Treppen (S. 298).

Abb. 83. Schema einer zweiarmigen Holztreppe, hölzerne Podestbalken, Stiche und Wangen.

Abb. 84. Schaubild einer einfachen Stiege mit eingestemmten Stufen, Angabe ihrer Verkeilung, die sich an jeder zweiten Stufe befindet.

Abb. 83 u. 85. Aufgesattelte Treppe. Abb. 85 gibt Einzelheiten der Podestanschlüsse. Erzielung guter Seitenversteifung in der Längsachse durch Doppelkeile und Anker, die in den Wangenfluchten zwischen Podestbohlen und Podestbalken angeordnet werden (Abb. 83). Die Oberkante der Wangen ist dabei nach der Form der Stufen staffelförmig auszuschneiden. Feuersichere Unterkleidung aus Bretterschalung, Rohrbelag und Putz.

Abb. 83.

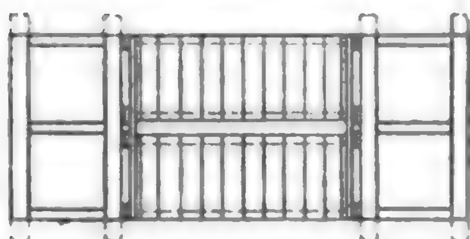


Abb. 84 bis 86.

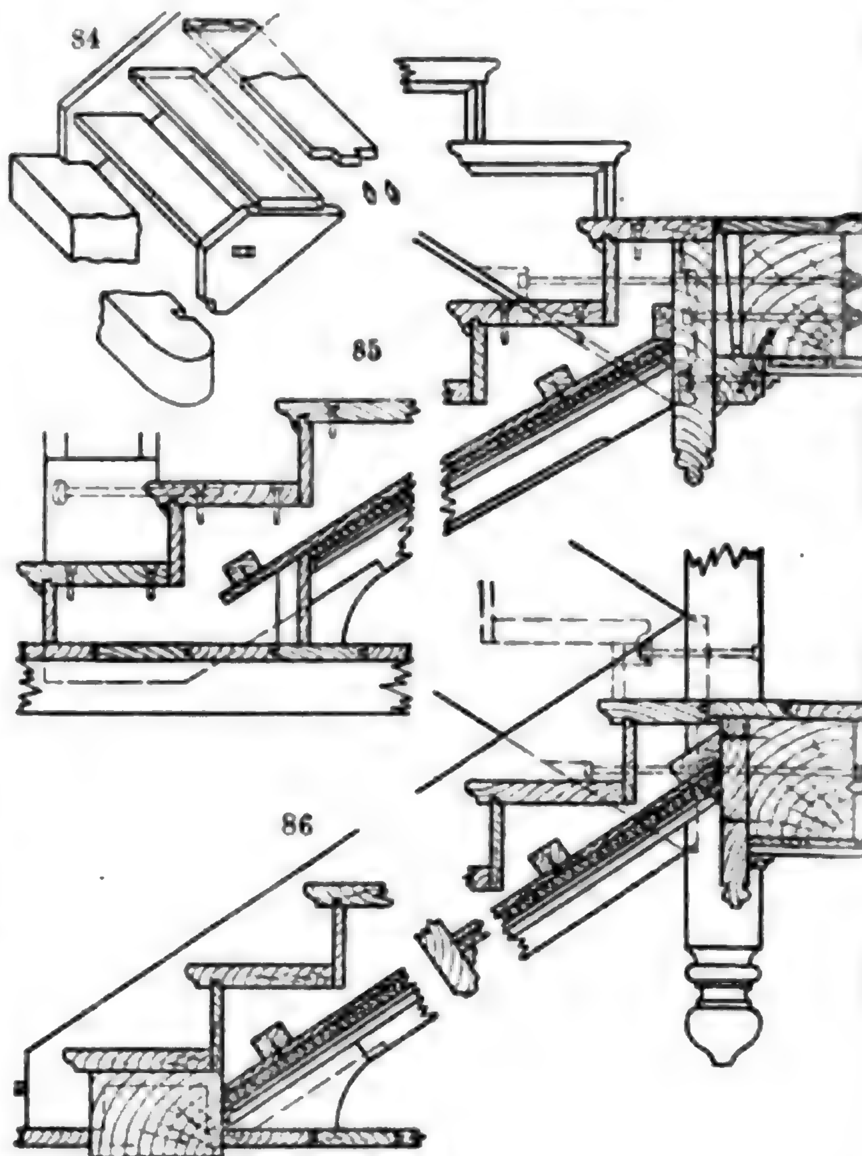


Abb. 86. Eingestemmte Treppe in Art der Stiege Abb. 83. Sie weist an sich gröfsere Seitensteifigkeit auf als die aufgesattelte Treppe. Von der Ausführung einer Verkeilung darum abgesehen, anderseits Verwendung eines Podestpfostens im oberen Knotenpunkt.

h. Holzeisenkonstruktionen.

Vergleiche bewehrte Balken, S. 304, Abb. 35 bis 37. In der Regel Holz für Druck-, Walzeisen für Zugstäbe verwendet. Besseren Aussehens wegen gedrückte Wandglieder auch aus Gufs- oder Walzeisen.

Abb. 87. Einfacher Polonceaubinder. Pfetten und Obergurt aus Holz, Streben und Auflagerschuhe aus Gufseisen, Untergurte (Zug-

stangen) und die Teile ihrer mittleren Knotenpunkte aus Walzeisen. Spannschlösser im mittleren Teil des Untergurtes und in der in seiner Mitte angeordneten Hängestange.

Abb. 87 bis 89.

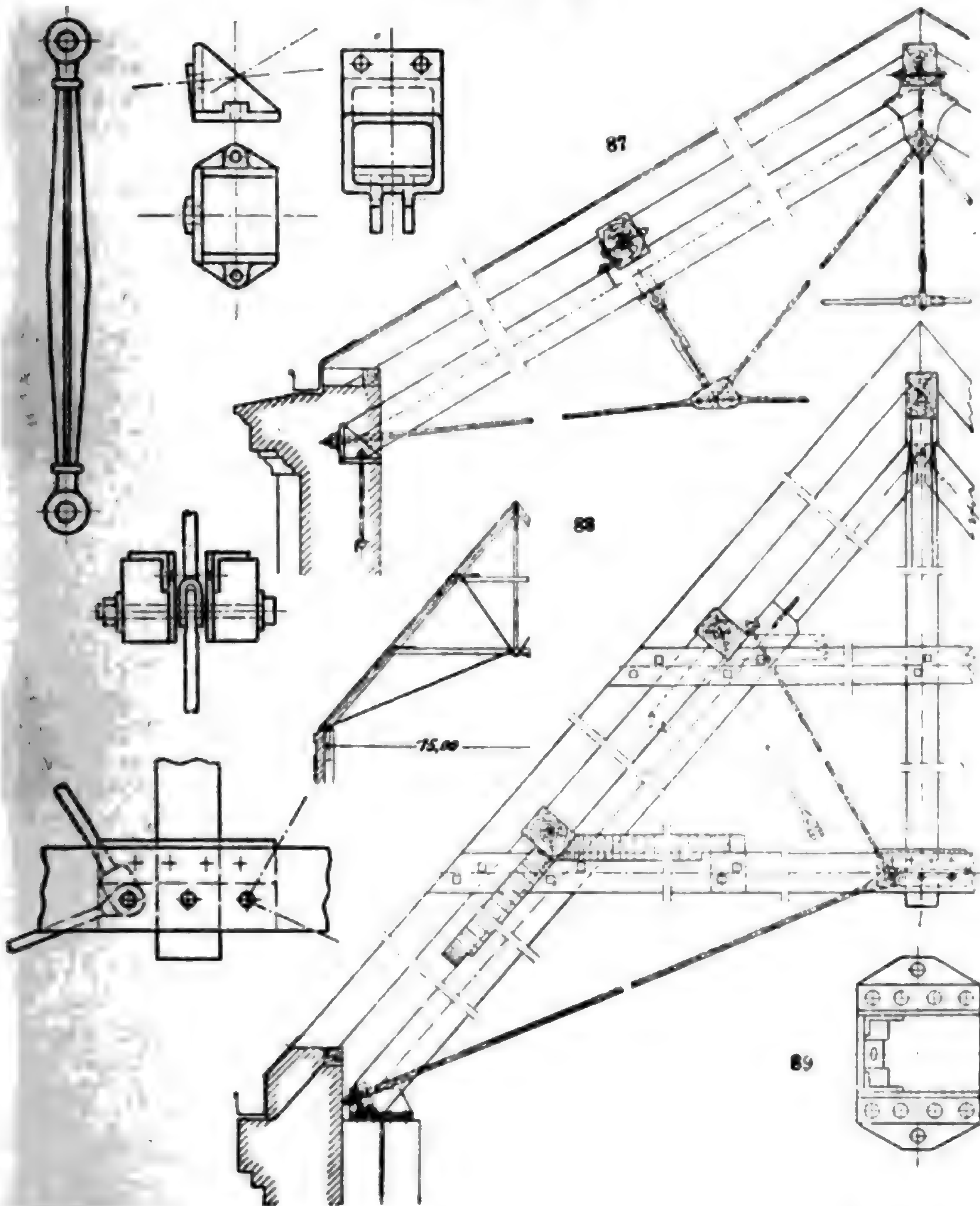


Abb. 88 u. 89. Hohes Dach für Kirchen- und Saalbauten. Führung des Untergurtes durch die in den unteren Dachraum eintretende Gewölbedecke bedingt. Pfetten, Obergurte und gedrückte Wandglieder aus Holz, Untergurt und Diagonalen aus Rundeisen. Pfetten bei gröfserer

Binderteilung in zwei Ebenen, der wagerechten einerseits und der zugehörigen Dachneigung anderseits, gegen Doppelzange und Binderrücken verstrebt. Firstpfette nur Kopfbänder in lotrechter Ebene, da erstere durch die Sparren der Windabseite versteift sind. Auflagerschuh aus Schmiedeisen, Spannstangen mit Auge bzw. Gewindeteil bei den Endigungen. Mittelknotenpunkt des Untergurtes aus Winkellaschen, die in dem Spielraum zwischen den Doppelzangen liegen.

Abb. 90 bis 92.

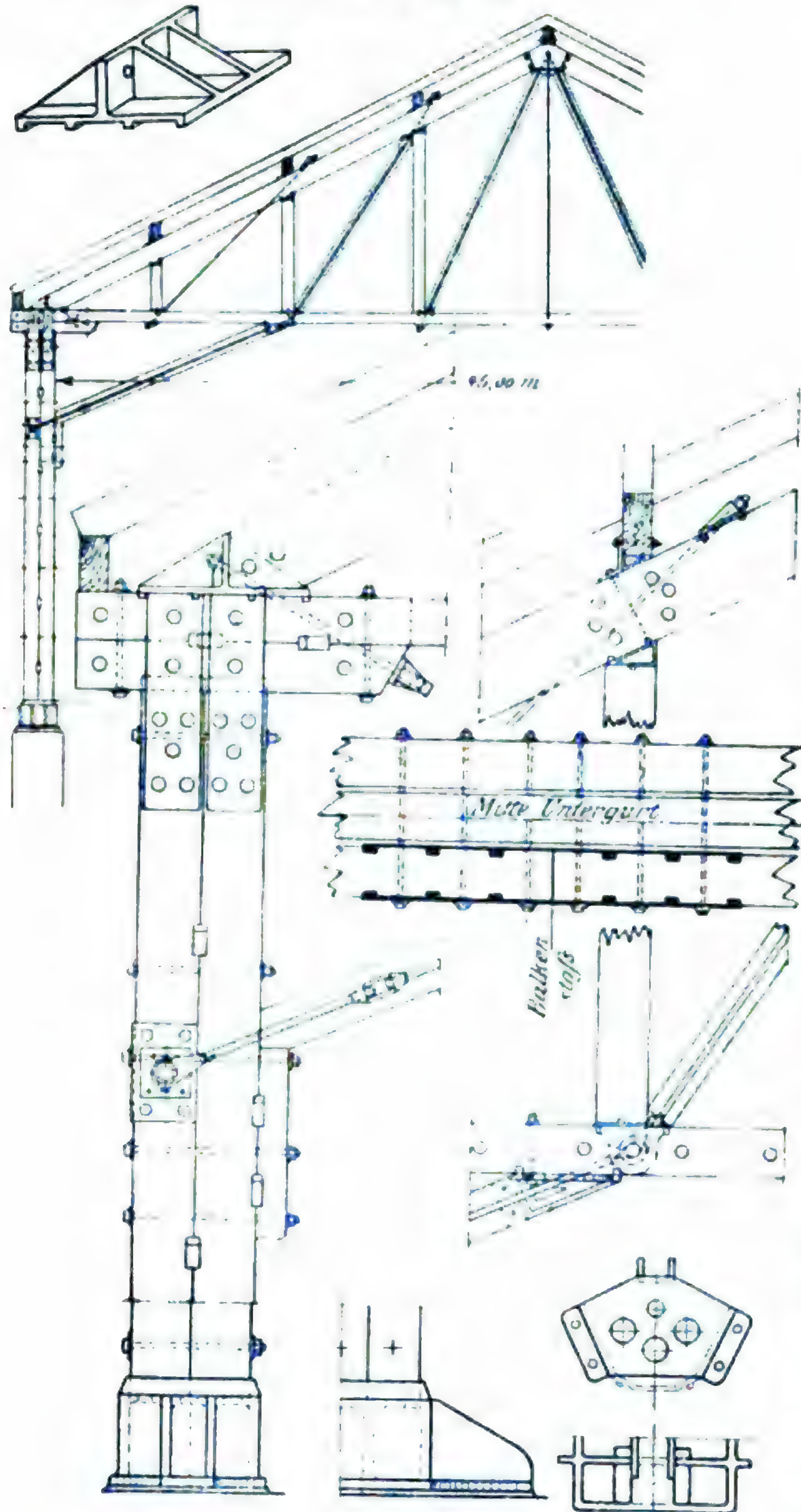


Abb. 90 bis 92 Hallenbau in amerikanischer Bauweise. Gurtungen, Wandglieder und Wandpfosten von drei nebeneinander liegenden Stäben aus Holz gebildet, die mit geringem Abstande verlegt sind. Firstschuh der Hauptsparren und Abstützung der Wandglieder an den Gurtungen durch gufseiserne Formstücke, Verbindung des in Holz untersattelten Binderauflagers mit Wandpfosten durch Blechlaschen.

Hölzerne Wandglieder, die nacheinander Zug- und Druckspannungen erfahren können, durch

nachziehbare Rundeisenstangen bewehrt. Stofs des Untergurtes durch gezahnte Blechlaschen.

l. Eigengewichte der Dachverbände.

Je nach ihrer Art verschieden. Ueberschlägig anzunehmen für Sparrenlagen 10 bis 15 kg/qm Dachfläche, Rähme nebst Kopfbändern, Windrispen usw. 10 bis 20 kg und für die Binder 15 bis 30 kg/qm Grundrifs.

III. Eisenkonstruktionen.

Uebliche Walzprofile und ihre Abmessungen I. Bd., Abschn. Stoffkunde, statische Berechnung von Trägern und Säulen I. Bd., Abschn. Festigkeitslehre, Belastungsannahmen, zulässige Beanspruchungen und Berechnungen von Baukonstruktionen III. Bd., Abschn. Statik der Baukonstruktionen.

1. Zulage.

Ein über dem Fufsboden 80 cm hoch gelegener Schienen- oder Trägerrost, welcher zum werkseitigen Zusammenbauen und Vernieten aller in der Werkstatt bearbeiteten und zuzulegenden Eisenteile dient. Die Zulage schliefst sich an die Bearbeitungswerkstatt an, von letzterer aus durch geeignete Transportanlagen bestreichbar. Erbauung gewöhnlich aus alten Eisenbahnschienen, Teilung der Stränge bis 3 m, Abstand der am Fufs einbetonierten Stützen 2 m.

Arbeiten auf der Zulage insbesondere:

Reinigen der Eisenteile, auch von Bohrspänen und Bohrwasser,
Streichen der Deckflächen der Bleche und Stäbe, Zusammenbauen der Einzelteile durch Heftschrauben zu Verbundkörpern,
Nacharbeiten der Lochwandungen durch Dornen — was auch vorwiegend das Reinigen der Lochwandungen bezweckt —, Aufreiben und Bohren,
Bohren der Nietversenke, wo erforderlich, nachträgliches Abkreuzen, Abschleifen und Fräsen von Stabendigungen, Nietarbeit, Abgraten der Nietbarte, Aufbringen des Schutzanstriches und Verladen.

a. Leichte Konstruktionen.

Vom Nachbohren und Nachreiben der Lochwände wird bei mäfsigen Nietstärken abgesehen, geringe Unebenheiten werden nur durch das Dornen ausgeglichen. Zulässigkeit dieses nicht guten, für Hochbauten aber sehr üblichen Verfahrens hängt von der Genauigkeit des Anreifsens, Körnens und der Bohr- bzw. Locharbeit ab.

b. Schwere Konstruktionen.

Nach dem Heften der im einzelnen gebohrten Löcher folgt Aufreiben der Lochwandungen mit Reibahle durch Hand oder durch

tragbare Prefsluftbohrmaschine (2 mm Erweiterung des Loches). Bei Herstellung von Versenken und Abgraten der Bohrlöcher wird an Bohrmaschine Reibahle gegen Flachbohrer ausgewechselt. Bedienung der Bohrmaschine durch zwei Mann.

Besser das jetzt nach dem Heften sehr übliche Durchbohren der Nietlöcher aus dem Vollen mittels Vollkreisbohrmaschinen, fahrbaren Rohrbrücken und Pendelbohrmaschinen, letztere an besonderem Kran hängend und leicht in Schräglage zu bringen.

c. Nietarbeit.

Erwärmung der Niete im Schmiedefeuer, letztere selten mit Fufsbetrieb eingerichtet, besser mit Gebläsewind beschickt, für den auf der Zulage weit verzweigte, mit zahlreichen Anschlüssen versehene Rohrleitungen erforderlich sind.

Handnietung nur noch für kleineren Betrieb und ausnahmsweise da, wo mit maschineller Nietung nicht anzukommen ist, und beim Versenknieten. **Nietung durch Lufthammer** (40 Nietköpfe die Stunde). Zum Vorhalten dienen Prefsluftgegenhalter, auch Nietwinden und Nietkeulen, letztere aus schwerer Rundeisenstange gebildet, mit dem Setzkopfe entsprechender Höhlung an einer Stirnfläche (1 bis 2 Mann).

Nietung durch Nietpressen (100 Nietköpfe die Stunde) seltener. Früher mit Druckwasser, jetzt mit Prefsluft, auch elektrischer Energie und Dampf beschickt. Geeignet für Reihennietung (Blech-, Kastenträger und Gurte). Die Nietpressen hängen an Laufkranen, die günstigstenfalls die Zulage in gesamter Länge und Breite bestreichen; andernfalls wird das Nietgut auf kleinen Rollenwagen den Pressen zugeschoben. Nietöfen mit drehbaren Glühköpfen für Koks- oder Oelfeuerung erforderlich.

2. Schrauben- und Nietverbindungen

insbesondere auch für Hochbaukonstruktionen, auch Keile (s. I. Bd., 6. Abschn. Maschinenteile u. III. Bd. 16. Abschn. Brückenbau).

Durchmesser der gebräuchlichen Niete 13, 16, 20, 23 und 26 mm, wobei ersterer selten mehr als doppelte Blechstärke beträgt. Schaftlänge der Niete nicht über $4^1/_2$fachen Durchm.

Verwendung verschiedener Niete bei einem Bauwerk möglichst einzuschränken. Berechnung der Niete und gedrehten Schrauben nur für die zu übertragende Kraft nach Scherspannung (1000 kg/qcm) und Leibungsdruck (2000 kg/qcm projizierter Fläche). Bei einfachen Stäben sind nicht mehr als 4 Niete in eine Reihe zu setzen, sonst versetzte Nietreihen mit Verjüngung nach den Enden hin, wobei der gezogene Stab nur durch ein Nietloch geschwächt wird. Bei versenkten Nieten ist mit 20 % Mehrabzug zu rechnen. Druckglieder erfahren nur bei Verschraubungen Abzug am Querschnitt. Nach Möglichkeit ist bei Winkeleisen auch der zweite Schenkel, bei ⊏-Eisen ein jeder der beiden Flanschen durch Hülfswinkel anzuschliefsen.

Bei Winkeleisen mit Kröpfung sind nur die vor letzterer liegenden Niete zu rechnen. Statt Kröpfungen, die für Rostbildungen Spielraum bieten, besser Unterfütterungen zu verwenden, die bei Uebertragung

gröfserer Kräfte für sich anzuschliefsen sind; andernfalls Beanspruchung der Niete auf Biegung.

Der Raum zwischen parallelen, nur durch die Knotenblechstärke von einander entfernt verlaufenden Profilen ist möglichst durch Flacheisen von etwas Mehrbreite auszufüllen, wenn Erneuerung des Anstriches schwierig.

Stöfse haben Ersatz der fehlenden Querschnittsflächen unter möglichster Wahrung der Schwerpunktlage zu bringen. Bei Trägern Bestimmung des Stofses nach Moment und Querkraft, nicht nach dem vielleicht aus anderem Grunde vorhandenen reichlichen Querschnitt. Darum Stofs möglichst da anzuordnen, wo die Momente klein sind.

3. Trägerlagen.*)

Durchlaufend lastende Träger werden gewöhnlich nicht angewendet.

a. Wandauflager.

Unmittelbar, wenn mit 30 cm Auflagerlänge (nicht unter 20 cm) auszukommen ist, oder mittelbar durch Auflagerplatten, die in Zementmörtel zu verlegen sind. Auch die unter den Auflagerplatten zunächst liegenden sechs Schichten Mauerwerk sind in Zementmörtel zu mauern.

Im Handel vorrätige gufseiserne Auflagerplatten von 2,6 cm Stärke haben die nachfolgenden Abmessungen und Gewichte.

Länge	Gewicht (kg) bei der Breite								
	130	200	260	300	390	520	650	780	900
130	3,4								
200	5,2	8,0							
260	6,7	10,4	13,5						
300	7,8	12,0	15,5	17,9					
390	10,1	15,5	20,2	23,3	30,3				
520	13,5	20,7	26,9	31,3	40,4	53,9			
650	16,8	25,9	35,7	38,9	50,5	67,4	84,2		
780	20,2	31,1	40,4	46,6	60,6	80,8	101,0	121,2	
900	23,3	35,9	46,6	53,8	70,0	93,0	116,6	139,9	161,4

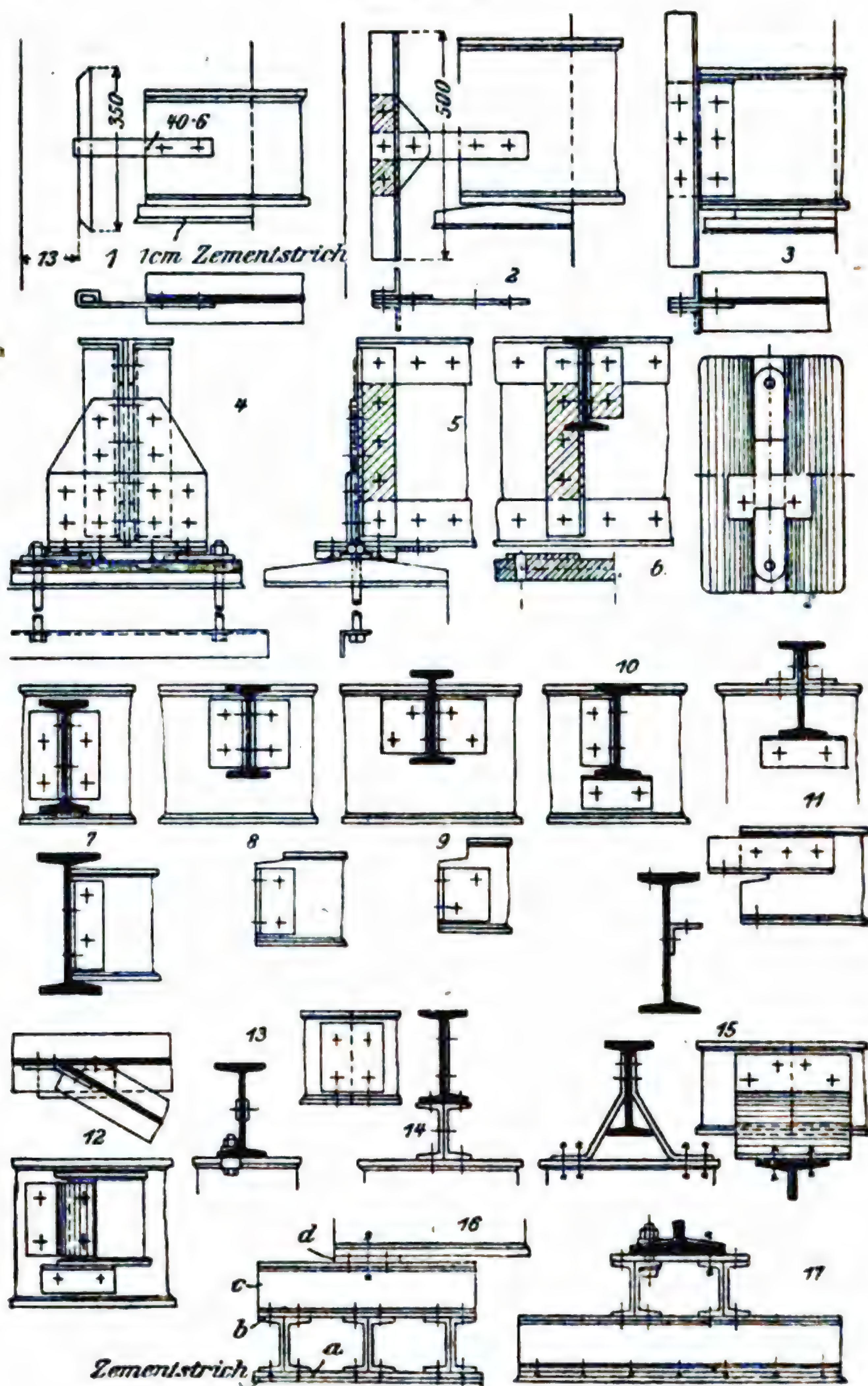
Uebliche Verwendung dieser Platten nur für geringere Lasten (Abb. 1 S. 322) und für gröfsere dann, wenn mehrere Träger den Auflagerdruck gleichmäfsig über die Platte verteilen und wenn die Durchbiegung der Träger in mäfsigen Grenzen $\left(\frac{1}{500} \text{ bis } \frac{1}{600} \cdot l\right)$ bleibt.

Durch Verwendung zweier übereinander liegender Platten verschiedener Gröfse (Abb. 3 S. 322) wird bessere Druckverteilung möglich. Sonst besonders geformte Platten von gewölbter Oberfläche (Abb. 2 S. 322), bei denen gleichmäfsige Druckverteilung sicher eintritt.

Abb. 4, 5 u. 6 S. 322 zeigen für Blech- und Kastenträger besonders geeignetes Auflager. Oberfläche der Platte nach zwei Seiten hin verjüngt, Verankerung durch 2 Ankerbolzen, 0,60 bis 1 m und mehr tief. Sicherung der Trägerlage durch 2 Gufsleisten, die, auf der

*) Vgl. auch Abschn. Brückenbau.

Abb. 1 bis 17.


350
40·6
13
1
1cm Zementstrich
500
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
d
c
b
a
Zementstrich
17

Querachse der Platte angeordnet, in entsprechende Aussparungen des Trägerfufses eingreifen. Hiervon abweichende Sicherungen normal ausgebildeter Trägerendigungen auch nach Abb. 179, 180 u. 183 S. 357 ausführbar. Auflager für Dachbinder. Abb. 179 u. 180 S. 357 zeigen die Anordnung von 4 Gufsrändern, die das Auflagerblech des Trägerfufses allseitig umfassen; Bearbeitung der Kopffläche der Gufsplatte hierbei schwierig. Abb. 183 S. 357 zeigt zwei nur bis zum Trägerfufs reichende seitliche Leisten, die auf den Trägerfufs übergreifende Klemmplatten tragen. Letztere sitzen auf den Ankerbolzen und werden dort angezogen.

Bei besonders grofser Last wird Verminderung der Plattenabmessungen möglich durch Verwendung besonders fester Mauerunterlage (Sandstein, Granit, Eisenklinker). Verminderung der Plattenstärke auch bei besonders geeignetem Gufs möglich (Zusatz von Flufseisenspan), ferner bei Verwendung von Stahlgufs.

Auch empfiehlt sich (schnelle Beschaffung) die Verwendung von Trägerrostplatten aus Walzeisen (Abb. 16 u. 17). Mit Sohlplatte *a* vernietet die auf ihr liegenden Rostträger *b*, I-Träger oder [-Eisen. Gleichmäßige Druckverteilung ermöglichen besondere Ueberlagsträger *c* und Zentrierblech *d*.

Untergiefsen hoch belasteter Auflagerplatten mittels Bleies (3 bis 5 mm stark) nicht zuverlässig, weil erfahrungsgemäfs Lufträume verbleiben. Zementuntergufs vorzuziehen.

b. Verankerungen.

Sie dienen zur Zusammenfassung gegenüberliegender Wände. In der Regel Verwendung der Deckenträger und Unterzüge als Anker, wobei ihre Verlaschung bei Stöfsen notwendig wird. Abb. 1. Verlängerung der Ankerträger durch Flacheisen mit Oese und Flacheisensplint, geeignet für Deckenträger und leichtere Unterzüge. Schwerere Verankerungen in Verbindung mit Deckenunterzügen (Abb. 2 u. 3) liegen bei Frontwänden in den Pfeilerachsen, bei Giebelwänden in den Fluchten der Mittelwände. Splinte aus einem oder zwei Winkeleisen, in der Regel lotrecht, aber auch wagerecht verlegt. Bei wagerechter Lage der Winkeleisensplinte oft unmittelbare Verschraubung am oberen oder unteren Trägerflansch. Abb. 40 S. 328. Anker in Verbindung mit dem aus zwei Trägern gebildeten Unterzug.

c. Verbindungen.

Als Baulänge von Trägern, welche an beiden Enden an anderen Trägern verlascht sind, dient die um etwa 2 cm verringerte theoretische Länge. Bei in beiden Schenkeln der Winkellaschen versetzten Schrauben (Nieten) genügen noch Winkeleisen 70 × 70 × 7, bei Löchern, die in gleichem Schnitt liegen, Winkeleisen 80 × 80 × 8 mm. Abb. 7 normaler Anschlufs, Schrauben in den Schenkeln versetzt; Abb. 8 Anschlufs mit Schrauben in einem Schnitt, oberer Flansch des Kappenträgers ausgeklinkt, Abb. 9 bei geringer Höhe der Winkellaschen besonders breite, mit zwei Lochreihen in jedem Schenkel versehene; oberer Flansch und Stegteil sind ausgeklinkt. Bei Abb. 10 nur eine Winkellasche, dazu ein Auflagerwinkel, der am Unterzug fest vernietet ist, was bei schweren Trägern die Montage erleichtert. Abb. 11 zeigt

Ausklinkung des Steges, einen Auflagerwinkel am Steg des Unterzuges, zwei am Kappenträger. Bei Abb. 12 S. 322 liegen die Achsen der zu verlaschenden Träger zueinander geneigt; Anschlufs durch stumpfwinklige Lasche und einen Auflagerwinkel.

Träger liegen auf den oberen Flanschen anderer Träger auf. Nach Abb. 13 S. 322 unmittelbar, Heften durch Klemmplatte und Schraubenbolzen, wenn Schwächung des Unterzuges durch Bolzenloch zu vermeiden ist. Mittelbare Auflagerung nach Abb. 14 S. 322 durch zwei unterfütterte **[**-Eisen (einen **I**-Träger), nach Abb. 15 S. 322 durch Stuhl aus zwei doppelt gekrümmten Blechlaschen, die gleichzeitig beide Trägerendigungen verbinden. Letzterem Zweck dienen in Abb. 13 zwei Flacheisenschienen, in Abb. 14 eine Blechlasche (auch zwei).

Ungleiche Belastungen werden auf zwei oder mehr nebeneinanderliegende Träger annähernd gleichmäfsig verteilt durch geeignete Verbindung der letzteren an einer oder mehreren Stellen. Hierfür dienen Distanzstücke, Abb. 18 S. 326 aus Gufseisen, Abb. 19 S. 326 aus zwei **[**-Eisen (einem **I**-Träger) und zugehörige Schraubenbolzen. Ist der Hohlraum zwischen den Trägern zugänglich, so ist gesonderte Verschraubung einer jeden Seite vorzuziehen. Bei gröfseren Beispielen Verwendung von genieteten Distanzstücken, aus Stegblech und Anschlufswinkeln in H-Form gebildet. Gleicher Zweck wird erreicht bei Wegfall der Distanzstücke, aber Beibehaltung im ganzen durchgehender Bolzen und Füllen des Hohlraumes zwischen den Trägern durch Stampfbeton oder bei Zugänglichkeit durch Mauerwerk (Zementmörtel) von konischen Fugen.

Verbindungen anderer Profile untereinander Vorstehendem entsprechend zu gestalten.

d. Stöfse.

Vgl. 2 S. 320. Schrauben- und Nietverbindungen. Stöfse der Querschnitte von Einzelstäben und zusammengesetzten Trägern und Gurten durch Ersatz der Winkelschenkel, Stege, Flanschen usw. mit Hülfe von Universalblechen und Winkellaschen, letztere, wo erforderlich, mit abgeschliffenen Eckkanten. Stöfse von Einzelstäben bieten nichts Besonderes, sie sind folgenden Beispielen nachzubilden.

Ueblicher Stofs von Blechträgern und kastenförmigen Körpern zeigt Deckung des Steges durch ein Blech oder zwei, die nur bis zu den Gurtwinkeln reichen. Stofs der Gurtwinkel in gleichem Schnitt. Enthält ein Gurt mehrere Verstärkungslamellen, so sind ihre Stöfse gegen den Stegstofs wechselweise versetzt und durch aufgelegte gemeinsame Lasche gedeckt. Bei geringen Trägerhöhen wird hierbei Stegstofs unsparsam, auch verursachen die versetzten Lamellenstöfse bei Montagestöfsen durch das notwendige seitliche Ineinanderfädeln der Trägerendigungen Mühe. Die vorgenannten Schwierigkeiten sind in Abb. 20 S. 326 vermieden. Blechträger mit zwei Lamellen für jeden Gurt. Steg und innere Lamellen, einfacher Stofs in gleichem Schnitt, wobei für ihre Laschen Gurtwinkel und äufsere Lamellen ausgespart sind. Letztere erfordern demgemäfs Laschen von gröfserer Länge. Abb. 21 S. 326. Stofs des Kastengurtes des vollwandigen Zweigelenkbogens. Abb. 193 S. 367 Vier Gurtlaschen für jeden Gurt, Innenraum zugänglich. Stofs des Steges, der Gurtwinkel und innersten Lamellen in gleichem Schnitt. Stegstofs

durch zwei Laschen, aufsen zwischen den Gurtwinkeln, innen in ganzer Steghöhe. Stofs der Gurtwinkel mit Hülfe von Winkellaschen, deren Eckkanten abgerundet sind. Für die Stofslasche der innersten Lamellen wieder Aussparung der zweiten Lamellen usw.

e. Gelenklager.

Umgehung von Gelenken und Ausführung einfacher Stegverlaschungen oder Auflagerung des Koppel- auf dem Schleppträger hat sich für Balkenlagen in Gebäuden bewährt. Gegenwärtig in Berlin geltende behördliche Vorschrift, die für die schwebenden Stöfse in jedem Falle Gelenkbolzen und Fugen in den Decken (um Drehung zu ermöglichen) fordert, auch Gerbergelenke für Unterzüge und Deckenträger ausschliefst, die vorwiegend zur Aussteifung des Gebäudes dienen, ist weitgehend.

Abb. 22 S. 326. Einfaches Bolzengelenk für Deckenträger und Pfetten. Doppelte Laschen, an einem Trägersteg vernietet, stützen in ihrem Kragteil den Gelenkbolzen.

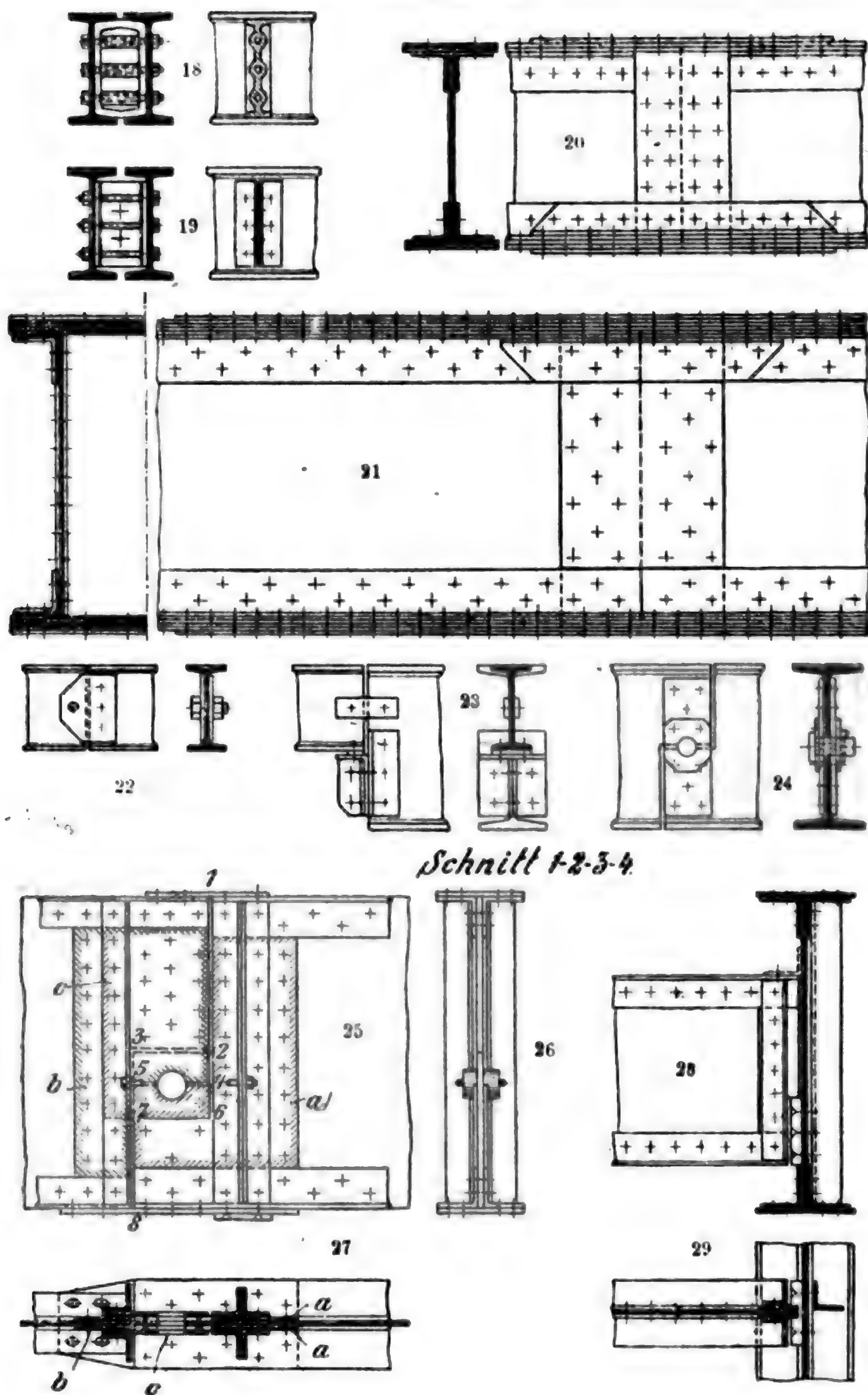
Abb. 23 S. 326. An die Unterfläche des Koppelträgers genietete Leiste, deren untere Querkanten gebrochen, ruht auf Winkelkragstück des höheren Schleppträgers. Befestigung des lotrechten Schenkels des Kragstückes am Schleppträgersteg und Versteifung des wagerechten gegen den lotrechten Schenkel durch je zwei Winkellaschen. Die Bolzenlöcher der Stegverlaschung sind von reichlicher Weite. Gelenkbolzen vermieden.

Abb. 24 S. 326. Die Endigungen beider Träger, welche wechselweise oben und unten um ihre halbe Höhe ausgeklinkt sind, greifen übereinander. Gelenkbolzen in wagerechter Trennfuge auf unterem Trägerteil gelagert. Beide Stegteile durch Doppellaschen verstärkt. Zwei an nur einem Trägerteil befestigte, den Gelenkbolzen umfassende weitere Bleche sichern die Träger gegen Seitenverschiebung.

Abb. 25, 26 u. 27 S. 326 Gelenklager für Blechträger. Trägerendigungen nach 1, 2, 3, 8 ausgeklinkt. Der Steg des Schleppträgers enthält volle Bohrung für den Gelenkbolzen in Höhe 4, 5 und Stegverstärkungen durch vier Versteifungswinkel und zwei Doppellaschen *a*, der Steg des Koppelträgers zwei Versteifungswinkel und zwei Doppellaschen *b*, *a* und *b* sind nach 1, 4, 5, 8 ausgeklinkt. Der Koppelträger hat noch doppelte Sicherungsbleche *c* von rechteckiger Form mit Unterkante 6, 7. Leichte Bolzen in Höhe 4, 5, einer auf jeder Seite, welche die abweisenden Schenkel der Versteifungswinkel verbinden, spannen den Stofs in der Trägerachse. Gurtlaschen bei 1 und 8 sind am Schleppträger fest vernietet, am Koppelträger, der Langschlitzlöcher enthält, verschraubt.

Abb. 28 u. 29 S. 326. Querträger mit Verstärkung durch doppelte Steglaschen und zurückgesetzten Versteifungswinkeln, die Endigung ruht vermöge Ausklinkung auf Knagge des Hauptträgers. Möglichkeit beschränkter Drehung im Auflager und Minderung der durch einseitige Last bewirkten Verdrehung des Hauptträgers gegeben, Winkellasche am Obergurt des Querträgers (Langschlitzlöcher) und Sicherungsbolzen in Höhe Oberkante Auflager wie vor.

Abb. 18 bis 29



4. Stützen.

Herstellung vorwiegend aus Walzeisen, weniger aus Gufseisen. Bei normaler Ausführung erfolgt seitliche Versteifung der Stützen in Höhe jeder Decke, darum bei der Berechnung die Geschofshöhe als Knicklänge einzuführen. Stützen mit gelenkartiger Stützung der Endigung — Pendelstützen — im Hochbau seltener.

Ausbildung von Stützen gewöhnlicher Bauart:

1. Der Schaft, von Deckenträgern und Unterzügen nicht unterbrochen, läuft in ganzer Höhe durch.

2. Alle Lasten sind dem Schaft möglichst nahe zu lagern. Weit ausladende Kraglager sind zu vermeiden. Die vom Kopf zu übernehmende Last wird nicht seitlich angeschlossen, sondern ruht auf ersterem auf.

3. Schaftstöfse, über den Deckenanschlüssen liegend, sind ihrer Zahl nach möglichst einzuschränken. Bearbeitung der Stofsflächen Bedingung, wenn nicht, was bei Walzeisenstützen möglich, der Stofs durch Verlaschung voll gedeckt wird.

4. Der Schaftquerschnitt ist so zu richten, dafs die Ebene des gröfsten Biegungsmomentes winkelrecht zur Achse des gröfsten Trägheitsmomentes des Querschnitts steht. Hebelarme der Lasten sind die Abstände der Auflagermitten von den Strebenachsen.

5. Die Endfläche des untersten Schaftschusses, die auf der Fufsplatte steht, ist stets zu bearbeiten, da dort eine volle Deckung durch Verlaschung auch bei Walzeisenstützen nicht immer möglich wird. Schaft und Fufsplatte sind durch Rippen von ausreichender Zahl derart gegeneinander zu versteifen, dafs eine Einspannung der Sohlplatte an den Rippen vorausgesetzt werden darf. Gröfse und Form der Fufsplatte richtet sich nach Art und Querschnittform des stützenden Mauerwerks. Allseitige gleiche Ausladung des Fufses hat sparsamen Eisenverbrauch im Gefolge. Platten von grofsen Abmessungen werden vom Stützenschaft getrennt ausgeführt. An Stelle eigentlicher Fufsplatten treten oft Trägerroste, die ihrer einfachen Herstellung und schnellen Beschaffung wegen vielfach Vorteil bieten.

6. Fertig aufgestellte Stützen müssen genau im Lot stehen. Die Sohlplatte des Fufses ist mit Zementschlempe 1 bis 1,5 cm stark zu untergiefsen, nach deren Erhärten die Aufstellungsunterlagen zu entfernen sind. Besondere Giefslöcher bei grofsen Flächen.

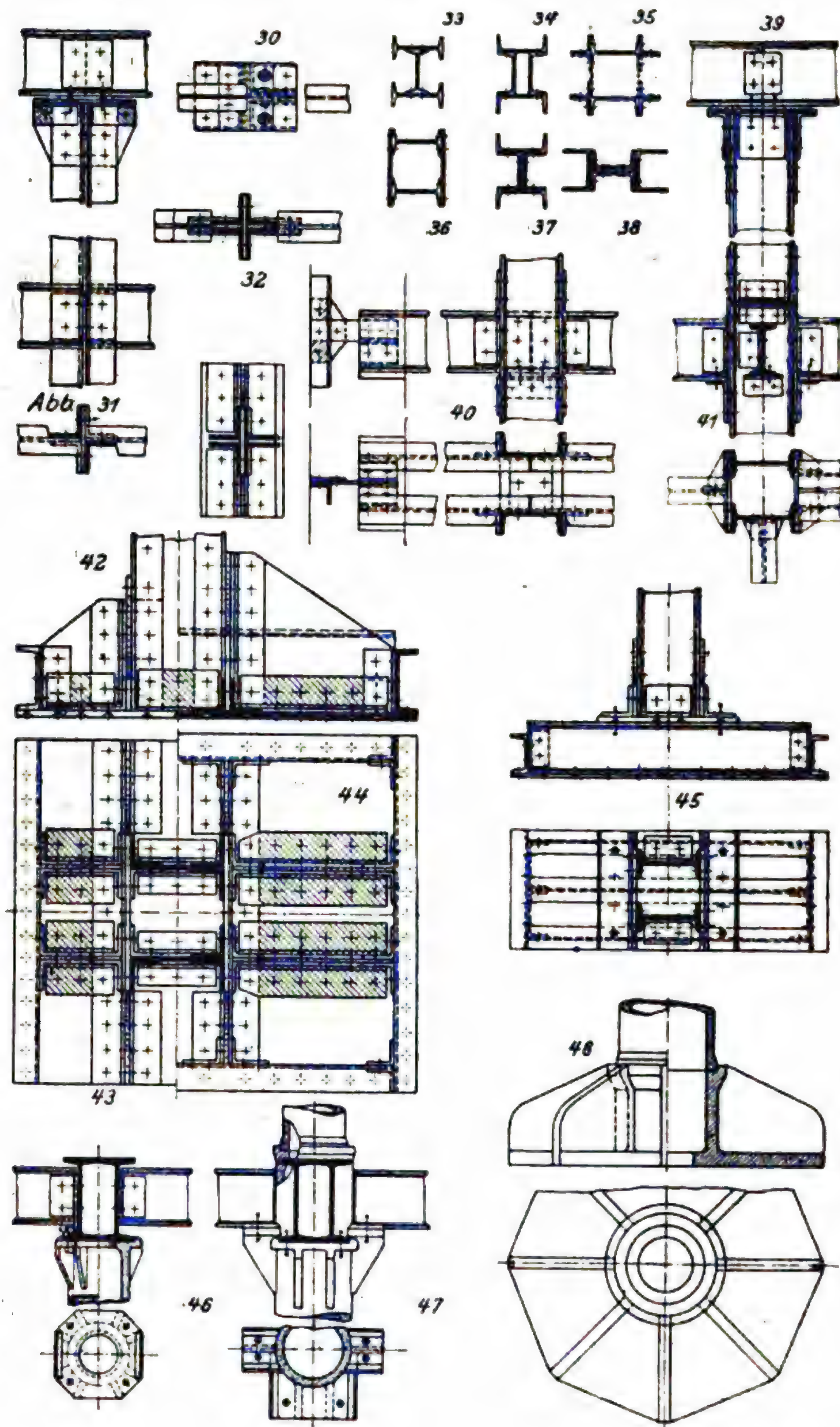
a. Stützen aus Walzeisen.

Sie reichen in der Regel ungestofsen über zwei Geschosse. Eingliederige, nicht genietete Schäfte vorzugsweise aus I-Greyträgern, selten aus vollem Rohr. Wird der Schaft aus mehreren Gliedern zusammengesetzt, so sind letztere in angemessenen Abständen durch Bindebleche (je 3 Niete), gegebenenfalls auch mittels durchlaufenden Zick-Zack-Verbandes aus Flach- oder Winkeleisen miteinander zu verbinden (Abb. 59 S. 332).

Normale Ausführungen.

Abb. 30 u. 31 S. 328. Leichte Stütze, Schaft aus zwei mit Abstand übereck gestellten Winkeleisen, Kopfplatte einseitig in Trägerflucht aus-

Abb. 30 bis 48.



gebildet, für jeden der auflagernden Träger mit ihrem Unterflansch vernietete, etwa 6 cm breite Zentrierplatte, die auf dem Kopf verschraubt ist. Abb. 31. Deckenträger am Schaft vermöge einseitiger Ausklinkung und zweier besonderen Beiwinkel angeschlossen. Fufs in Art Abb. 32.

Abb. 32. Schaft aus vier mit Abstand in Kreuzform gestellten Winkeleisen, Fufs einseitig gebildet, Saumwinkel des Fufses unterfüttert oder am Schaft gekröpft. Kreuzförmige Fufsplatte entsprechend auszubilden.

Abb. 39, 41 u. 45. Schaft aus zwei mit Abstand voneinander gestellten I-Trägern. Abb. 39 Kopfausbildung, Abb. 40 Deckenanschlufs am Schaft im Auf- und Grundrifs für einen und zwei Unterzugträger. Abb. 45 Fufs auf Trägerrost gestellt, vgl. Beschreibung zur Abb. 16 S. 323.

Abb. 40. Deckenanschlufs für zwei Unterzugträger, die im Hohlraum des Schaftes gelagert sind. Trägerendigungen einseitig ausgeklinkt, Schaft aus zwei ⊏-Eisen. Wandauflager des Unterzuges nebst Verankerung.

Abb. 42, 43 u. 44. Fufsplatte für Schaft aus zwei Stegblechen und vier (links) bzw. acht (rechts) Winkeleisen. Säumung des Randes der Sohlplatte durch ⊏-Eisen in Abb. 43 an zwei gegenüberliegenden Kanten, in Abb. 44 ringsum. Saumeisen durch die vier Versteifungsrippen einer jeden Plattenhälfte gehalten.

Abb. 51 S. 330. Fufs, dessen Schaft aus zwei auseinandergerückten ⊏-Eisen in Verbindung mit zwei durchlaufenden Blechlaschen gebildet. Verankerung des Fufses durch vier Ankerbolzen, die am Fufs durch angenietete Schlaufen gehalten werden. Solche Stützen sind zur Uebernahme wagerechter oder zeitweise lotrecht nach oben gerichteter Kräfte geeignet. Ankersplinte aus je zwei ⊏-Eisen.

Andere Querschnittformen für Schäfte nach Abb. 33 drei I-Träger, Abb. 34 vier ⊏-Eisen, Abb. 35 zwei ⊏- und vier Winkeleisen, Abb. 36 zwei I-Träger und zwei Lamelleneisen, Abb. 37 Lamellensteg, vier Winkel- und zwei ⊏-Eisen, Abb. 38 ein Lamellensteg und acht Winkeleisen, Abb. 56 S. 330 Schaft aus Quadranteisen, ohne oder mit Abstand voneinander gestellt. Im letzteren Falle Verstärkung der unteren Schüsse durch viermal zwei Winkeleisen oder durch Stegbleche und vier Winkeleisen möglich, die im Schaftkern liegen.

Abb. 59 S. 332. Frontwandstütze. Unter zwei benachbarten Frontwandpfeilern stehen zwei Arten von Stützen. Nicht dargestellt ist die kürzere, nur durch den 1. Stock reichende, die in Höhe Erdgeschofsdecke auf kastenförmigem Sturzträger der Frontwand steht. Dargestellte Hauptstütze, durch 1. Stock und Erdgeschofs gehend, hat im 1. Stock gleiche Last wie Nebenstütze, im Erdgeschofs jedoch weitere Lasten, vor allem vom Kastenträger herrührende, der auf zwei Hauptstützen ruht. Um in üblicher Art zentrische Belastung der Erdgeschofsschüsse zu erzielen, zeigt Fufs des oberen Schusses Gabelung, deren Oeffnung zum Einführen der Auflagerendigung des Kastenträgers dient. Stark einseitige Belastung des unteren Schusses einerseits oder ungünstig wirkende Aufstellung des oberen Schusses auf Kastenträgerendigung anderseits vermieden.

Pendelstützen. Stützen, welche Pendelung nach jeder Richtung ermöglichen sollen, erhalten an ihren Enden Kugelzapfenlager.

Abb. 49 bis 57.

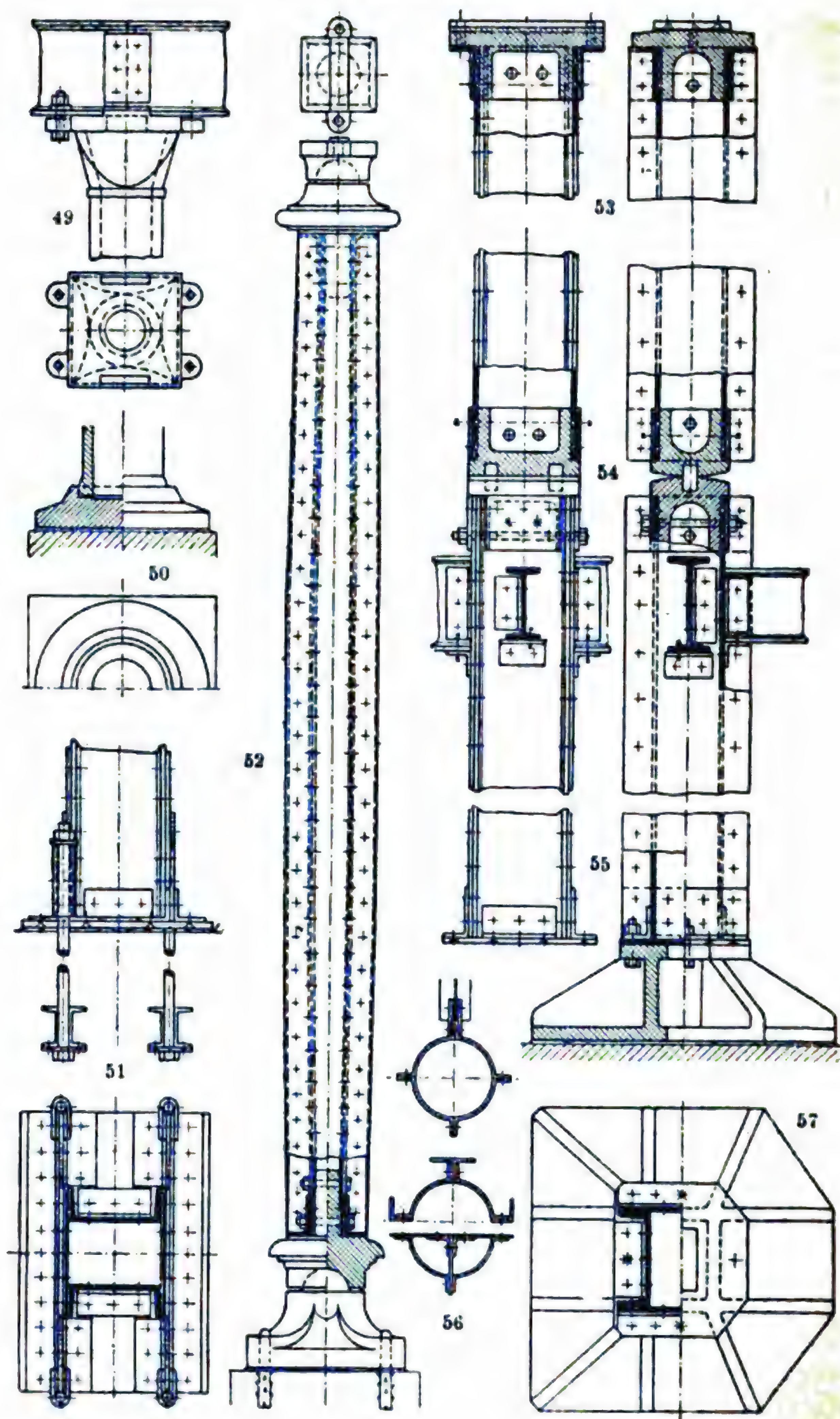


Abb. 52. Pendelstütze, deren Schaft aus zwei Stegblechen mit je zwei Saumwinkeln und zwei Lamellen gebildet, von der Mitte nach beiden Endigungen hin verjüngt auslaufend. Pendelstücke der Stütze aus Gufseisen, am Kopf mit Kugelzapfen, am Fufs mit Kugellager versehen, treten mit Blattstücken in den Hohlraum des Schaftes ein, wodurch dort Verschraubung ermöglicht wird. Kopf und Fufs gleichfalls als gesonderte Gufsteile gebildet. Ersterer enthält auf seiner Oberfläche Gufsleiste für Lagerung und zwei Lappen zur Verschraubung des lastenden Trägers, an der Unterfläche Kugelzapfenlager; der Fufs, den Kugelzapfen enthaltend, ist auf Werksteinunterlage verdübelt. Schaft oft in reicher Ausführung aus Gufseisen.

Stützen, welche nur in einer Richtung pendeln sollen, erhalten an ihren Endigungen Wälzgelenke.

Abb. 60.*)

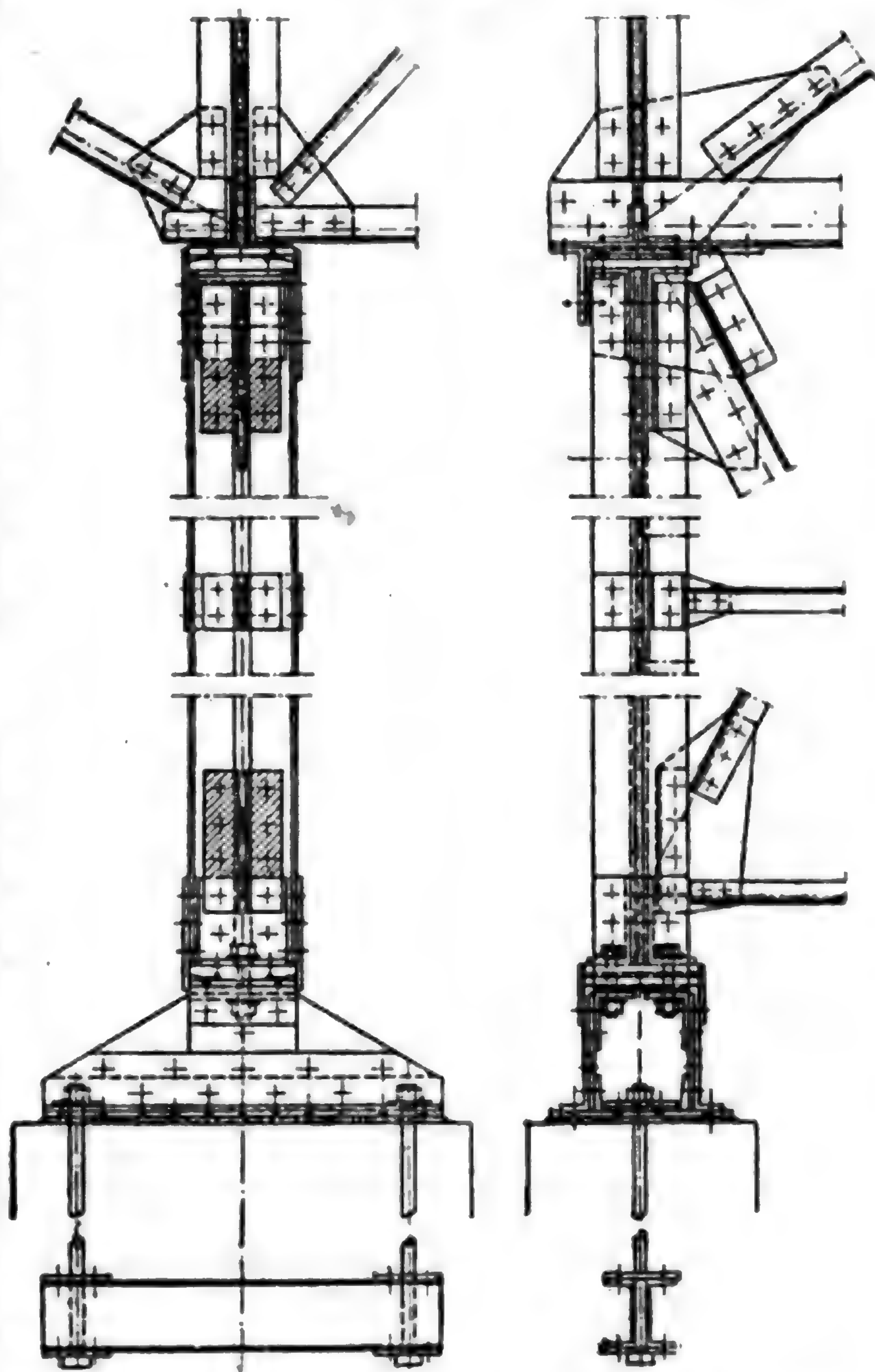


Abb. 53, 54, 55 u. 57. Stützenzug mit Schäften aus Walzeisen, aus zwei E-Eisen und zwei Lamellen gebildet, Fufs und Kopf sind Gufsteile. Oberer Schufs zeigt Pendelstütze letzterer Art, die den Längenausgleich einer auf ihr ruhenden Träger (Dach-) konstruktion vermittelt, unterer Säulenschufs ist gewöhnlich mit Deckenanschlufs und gufseiserner Fufsplatte ausgebildet, letztere für zwei Ausführungen. Die Gufsgelenkstücke, an den Köpfen beider Schüsse und am Fufs des Pendelschusses vorgesehen, ragen in die Hohlräume der Stützen hinein und sind dort verschraubt. Abgleiten der Pendelsäule von ihrer Unterstützung durch zwei Stahlstifte verhindert.

Abb. 60 (vgl. Abb. 116 u. 116a S. 344). Die Pendelstützen übernehmen lotrechte Lasten der Dachbinder und bewirken ihren Längenausgleich.

*) Ausgeführter Entwurf des Verfassers.

Senkrecht zur Bildebene dienen die Stützen in ganzer Höhe auch zur Uebertragung wagerechter, auf das Dach entfallender Windkräfte. Das wird möglich durch Einbauen von Windkreuzen zwischen zwei benach

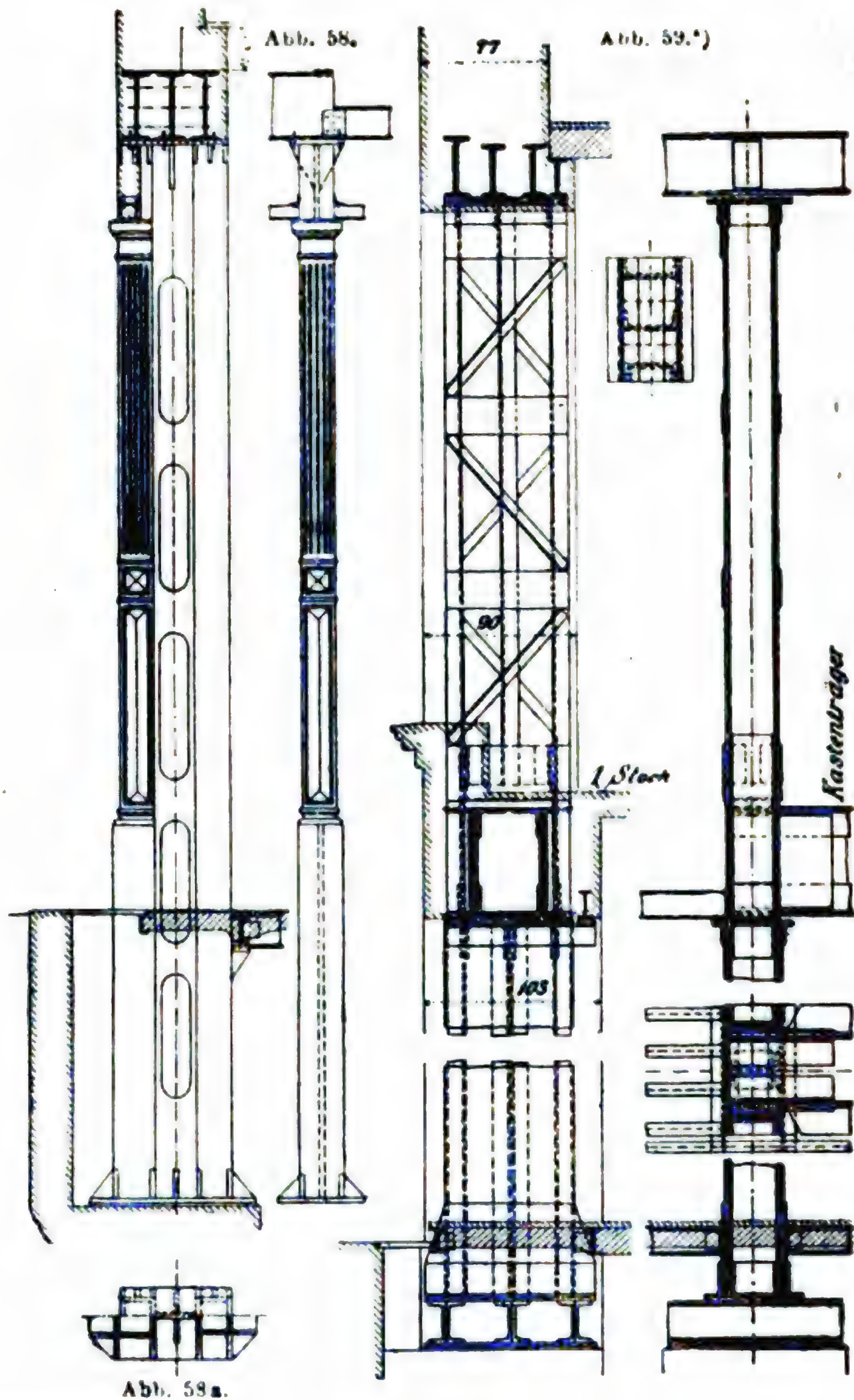


Abb. 58.

Abb. 59.*)

Abb. 58a.

*) Ausgeführter Entwurf des Verfassers.

barten Stützen, wobei letztere in Gemeinschaft mit den Kreuzen eine Pendelwand bilden.

Um durch unvorhergesehene seitliche Stöfse mögliches Abgleiten der Pendelstützen zu verhindern, sind ausreichende Sicherungen vorgesehen, auch in zulässiger Weise das Heften der Stützenfüfse auf den Fufsplatten durch zwei Schraubenbolzen.

b. Stützen aus Gufseisen.

Für Innenstützen kreisringförmiger (äufserer Durchmesser D), für Frontwandstützen (Ladenwände) hohler quadratischer (Aufsenseite a) oder rechteckiger Querschnitt üblich. Wandstärke durchschnittlich $^1/_{10} D$ bzw. $^1/_{10} a$, aber nicht unter 1,6 (1,3) cm.

Weite der Kragstücke etwa ein Drittel der Trägerhöhe, aber nicht über 12 und unter 6 cm. Verschraubung der aufliegenden Trägerflanschen auf Kopf- und Kragplatten. Seitliche Ränder an letzteren sichern die Träger vor Seitenverschiebung. Verankerungen von Steg zu Steg der durch den Schaft getrennten, in gleicher Flucht liegenden Träger ratsam, wobei die Flacheisenanker entweder gerade durchlaufen (Oeffnungen im Schaft) oder um den Schaft gelegt sind; letzteres nicht allgemein üblich.

Abb. 46, 47 u. 48 S. 328. Einzelheiten für runde Innenstütze. Abb. 46 zeigt Kopf, Abb. 47 muffenartigen Stofs (nötigenfalls mit Bleiringeinlage) zweier Schüsse und Lagerung der Deckenunterzüge und Träger auf Kragstücken. Letztere, für nur einen Träger bestimmt, mit einer, für zwei Träger mit zwei Rippen. — Abb. 48. Fufs mit getrennt ausgeführter Fufsplatte von regelmäfsig achtseitiger Form. Grundrifs nach Abb. 57 S. 330 gleichfalls möglich. Bei kleineren Ausführungen keine Trennung zwischen Schaft und Fufs.

Abb. 49 u. 50 S. 330. Einschüssige Stütze, sonst Schaft wie vor. — Abb. 49. Kopf (Würfelkapitell) dient zur Auflagerung eines Unterzuges (zwei Träger), auf welchem die Deckenträger liegen. Seitliche Ränder und Verschraubungen — für letztere sind vier Lappen vorgesehen — der Träger. — Abb. 50. Fufsplatte, für nicht zu hohe Last als volle kreisrunde Scheibe ausgebildet, liegt mittels Zementfuge auf hartem Baustoff, z. B. Sandstein oder auch rauh gestocktem Granit, auf.

Abb. 58. Frontwandstütze, von der Fenstersohlbank des Kellers bis zur Decke des Erdgeschosses gehend, aus zwei Schäften von hohlem Rechteckquerschnitt gebildet, die durch Mittelrippe, die Aussparungen enthält, miteinander verbunden. An der Innenseite des vorderen verzierten Schaftes wird Rahmen für Schaufensteranlage befestigt, die bis zum Keller durchgeführt werden kann. Hier Unterbrechung des Fensters durch Kellerdecke und deren Anschlüsse an Stütze dargestellt. Hoher Fenstersturz im Erdgeschofs, der auf besonderem leichten Unterzug (zwei I-Träger) liegt, verdeckt Jalousierolle. Ausbildung von Kopf und Fufs aus Abb. 58a ersichtlich.

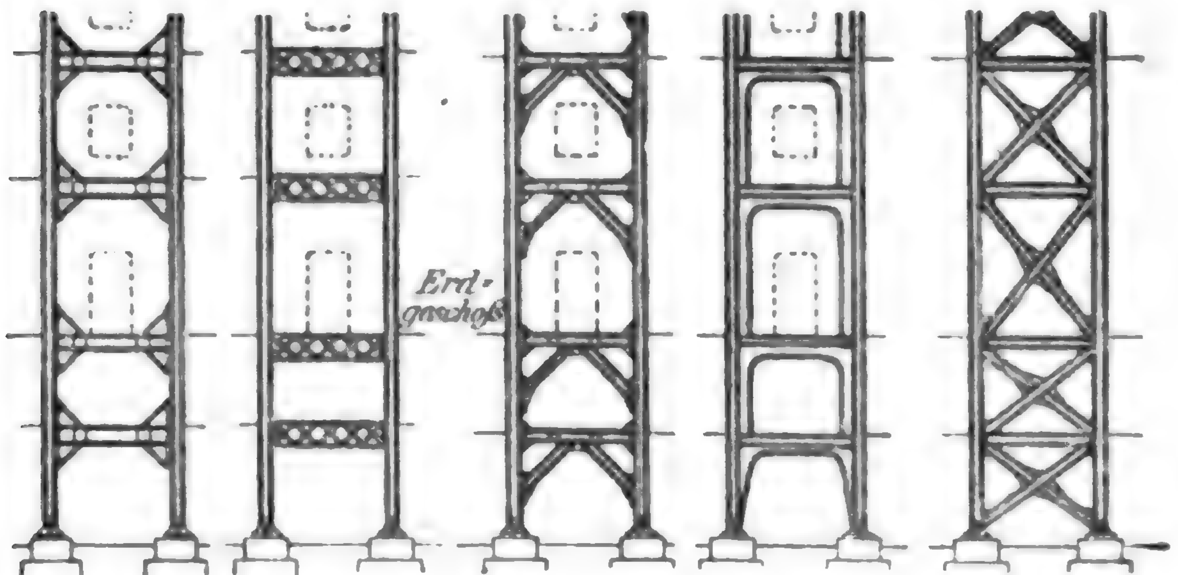
c. Stützenverbände für reine Eisenhochbauten.

(Abb. 61 bis 65, S. 334.)

Erstere liegen in der Regel in leichten Zwischenwänden versteckt und verbinden zwei Stützen zu Paaren, was zur Uebertragung wage-

rechter Kräfte (Wind) in die Fundamente befähigt. Verbände gebildet aus Riegeln (Abb. 61, 62 u. 63), welche die Stützenschäfte in Deckenhöhe

Abb. 61 bis 65.



in der Ebene der ersteren einspannen. Die zwischen den Riegeln verbleibenden Schaftstücke wirken dabei für Uebertragung des Windes als zweiseitig eingespannte Träger. Abb. 64 zeigt den Einbau besonderer Halbrahmen, Abb. 65 die Anordnung voller Windverbände in jedem Stockwerk. Gufseisen hierbei nur bei den Fufsplatten möglich.

5. Dachkonstruktionen.

Dachformen vgl. Holzkonstruktionen S. 305 ff.

Uebliche Neigungen der Dächer vgl. S. 389, Dacheindeckungen.

Belastungsannahmen vgl. III. Bd., 2. Abschn. Statik der Baukonstruktionen.

Für einfachere Ausführungen, bei Dachneigungen unter 25°, genügt es, Wind und Schneelast durch eine gleichförmig verteilte Last von 100 kg/qm Grundrifs zu ersetzen. Für flache Dächer mit Menschenlast 250 kg/qm zusätzlich.

Dachhaut auf 2,5 cm starker gespundeter **Schalung**, auch auf hölzernen Latten 4,5 . 6,5 cm, eisernen **Latten**, Winkeleisen 30 . 30 . 3 mm, oder feuersicherer Unterbettung aus **Bimsbeton** mit Eiseneinlage (bei 2,5 m Weite, 6 cm Stärke) eingedeckt. Besser hohle Eisenbetondielen. **Sparren** (Sparrendächer) und Pfetten (Pfettendächer) vgl. Holzkonstruktionen S. 303, aus Hölzern 13 . 13, 13 . 16 bis 16 . 16 cm Querschnitt, auch aus **[**-Eisen oder **I**-Trägern, durchschnittlich 12 cm hoch, Freilänge selten mehr als 4 bis 4,5 m.

a. Pfetten.

Für Sparrendächer, jetzt seltener aus Holz (Abb. 181 u. 182 S. 357) (durchschnittlich 21 : 24 cm, auch mehr), gewöhnlich aus **[**-Eisen und **I**-Trägern (selten **Z**-Eisen), die entweder auf den Binderrücken aufliegen oder an den Obergurten der Binder angelascht sind (Abb. 173 bis 178

S. 357), Stellung lotrecht oder normal zur Dachneigung (Abb. 66). Bei Berücksichtigung des wagerechten Winddruckes (Dachneigung $\alpha > 25^0$) erfordert Anordnung der Pfetten besondere Maſsnahmen, da einfache Walzprofile (⊏-Eisen, I-Träger) hier nicht sparsam sind. Das gilt auch noch für I-Greyträger, ⊐⊏-Eisen, ⊏- und ≺-Eisen. Verlegung der Trägerstege in die Richtung der Mittelkraft der Lasten wohl sparsam, aber umständlich in der Ausführung. Bei gewöhnlichen Verhältnissen hilft man sich, indem die I-Pfette durch ein aufgelegtes ⊏-Eisen ergänzt wird, wobei beide nur an ihren Enden miteinander lose verschraubt sind und somit einzeln an der Lastaufnahme teilnehmen (Abb. 67). Statt des ⊏-Eisens auch Holzbalken (Abb. 174 bis 177 S. 357), wodurch einfache Nagelung der hölzernen Sparren möglich wird. Bei gröſseren Aus-

Abb. 66.

Abb. 68.

Abb. 70.

Ansicht

Abb. 67.

Abb. 69.

Querschnitt

Grundriſs

führungen werden an Stelle der aufgelegten Verstärkungen in gleicher Ebene liegende leichte Fachwerke verwendet (Abb. 68), vgl. Abb. 161 S. 351 auch seitliche Zwischenversteifungen langer Pfetten unter Zuhülfenahme der in den Dachflächen erforderlichen Windverbände möglich, die dann stellenweise gröſsere Ausdehnung erfordern (Abb. 69). Bei steilen Hallendächern bildet man Pfetten auch als zweiwandige Fachwerke (von Dreieckquerschnitt) aus (Abb. 70). Sparrenlager auf gemauerten Frontwänden mittels Mauerlatten 10 . 10 cm (Abb. 179 S. 357). Befestigung der Pfetten an den Bindern durch Verschraubung ist ausreichend. Die hierbei unvermeidlichen Spielräume zwischen Pfetten und Bindern einerseits und Bolzen und ihren Löchern anderseits machen oft die Anordnung von Dehnfugen unnötig. Geringer Baustoffverbrauch wird durch Anordnung der Pfetten als Gerberbalken angestrebt. Durchlaufend wirkende Pfetten kommen nur ausnahmsweise vor.

b. Tragwerke.

Vorwiegend statisch bestimmte Träger als einfache Balkenbinder, auch als Krag- und Gerberbinder, und Dreigelenkbogen, seltener

statisch unbestimmte Zweigelenkbogen und gelenklose Rahmen. Räumliche Systeme in Form von Zelt-, Kuppeldächern und Türmen.

Für Balkenbinder flacher Dächer, die auf ihre Unterstützungen nur unerhebliche wagerechte Windlasten übertragen, sind an sich zwei lose Auflager zulässig. Andernfalls mufs ein Auflager zur Uebertragung des Windes fest, das andere behufs Längenausgleiches lose angeordnet werden. Längenänderung eines 1 m langen Eisenstabes bei 100° C Temperaturänderung 1 mm. Da für letztere nur 70° $\left(\begin{matrix}+45\\-25\end{matrix}\right)$ zu berücksichtigen sind, genügt die Annahme von 1 mm Lagerverschiebung für 1 m Trägerlänge auch mit Rücksicht auf elastische Längenänderungen.

Solche Ausbildung der Auflager erfordert oft derart hohe Abmessungen der beiden für sich stehenden Wände, wie sie bei Monumentalbauten noch zulässig, nicht aber bei einfachen Nutzbauten erwünscht sind. Darum weicht man bei letzteren von oben gestellter Forderung derart ab, dafs beide Binderfüfse auf den fest verankerten Auflagerplatten, durch Klemmplatten beschränkt, festgehalten werden (Abb. 183 S 357). Die auftretende Reibung ermöglicht hierbei eine Verteilung des Windes in beide Wände, die so praktisch zulässige Stärken erhalten. Längenänderungen durch Temperaturwechsel vermögen diese Klemmplatten nicht aufzuhalten, weil insbesondere die Wände einfacher Hallenbauten auch Seitenbewegungen von mehreren Zentimetern ungefährdet ausführen. Vgl. sonst auch Wandauflager S. 321.

Bei Hallenbauten, die unterhalb der Dachkonstruktion durch seitlich steife, zwischen den tragenden Pfeilern sich spannende Gewölbe abgeschlossen werden, wird letzteren die Windverteilung in die standfähigen Mauerkörper überwiesen. Dort ein festes und ein bewegliches Binderauflager ohne weiteres anwendbar. Nach Art und Gröfse der jeweiligen Aufgabe können als feste und bewegliche Auflager alle auch im Brückenbau üblichen Gleit-, Bolzenkipp-, Stelzen-, Tangentialkipp- und Kugelzapfenlager Verwendung finden.

Pultförmige Kragdächer für Vorfahrten, Laderampen und Hofbedachungen werden in den Frontwänden gehalten.

Binder mit Kragarmen (einfach und doppelt) erweisen sich 10 bis 20% sparsamer im Baustoffverbrauch als einfache Balkenbinder. Aehnlich verhalten sich Binder in Gerberbauart. Da die Untergurte jedoch auf gröfsere oder ganze Länge Druck erleiden können, erfordern ihre Knotenpunkte gewöhnlich besondere Querversteifungen, die die bei den Bindern möglichen Ersparnisse stark vermindern.

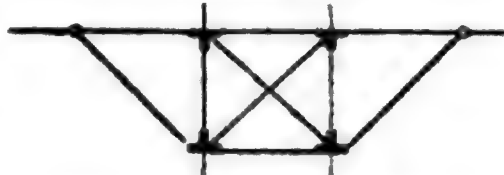
Solche Versteifungen können durch kopfbandartige, von den Knotenpunkten nach Punkten entsprechender Pfetten laufende Streben gebildet werden (Abb. 71). Besser wird Binderteilung so grofs gewählt, dafs Anordnung von Gitterpfetten lohnt, deren Untergurte die zu versteifenden Knotenpunkte in gerader oder gebrochener Linienführung verbinden (Abb. 72). Kostspieliger, aber vollkommen ist die Anordnung von Doppelbindern in durchschnittlich 1 bis 2,5 m Abstand voneinander, deren Untergurte durchlaufender Kreuzverband zusammenhält. Hierzu kommen in den Bindernormalschnitten, bei den Pfettenanschlüssen,

noch Versteifungskreuze. Hinzufügen der zuerst angeführten, kopfbandartig gegen die Pfetten geführten Streben legt Ausführung von Gerberpfetten nahe (Abb. 73).

Abb. 71.

Abb. 72.

Abb. 73.



Drei- und Zweigelenkbogen (Fachwerke) verhalten sich gleichartig.

Die Gelenkbinder werden bei Hallenbauten oft bis zum Fufsboden heruntergeführt, darum richtet sich dort der Verlauf der Gurtungen nach dem Querschnitt des Gebäudes. Beim Dreigelenkbogen kann das Scheitelgelenk im Ober- und Untergurt oder zwischen beiden liegen. Erste Möglichkeit bietet für Durchbildung des Kreuzverbandes Vorteile. Kämpfergelenke sind möglichst nach innen zu rücken. Dreigelenkbogen sind unabhängig vom Temperaturwechsel, was theoretisch gegenüber dem Zweigelenkbogen etwa 10 % Ersparnis ausmacht. Letztere und steife Rahmen, im Hochbau nach jeweiliger Verwendung sehr verschieden, lassen die Angabe allgemein gültiger Konstruktionsregeln nicht zu; diese Systeme, ebenso Kuppelbauten (Schwedler und Zimmermann) und andere räumliche Systeme, z. B. Zeltdächer, Türme usw., werden an Hand nachfolgender Beispiele besprochen.

Für alle angeführten Bauarten der Binder gilt übrigens der Grundsatz, dafs durch Wahl des Systems bewirkte Baustoffersparnis gewöhnlich höhere Ausführungskosten für die Gewichtseinheit erwarten läfst.

Stabquerschnitte.

Mit Ausnahme der zwei übereck gestellten Winkeleisen (Abb. 75), die in der Regel nur für gedrückte Stäbe Verwendung finden, können für gezogene und gedrückte Stäbe gleichmäfsig Querschnitte aus zwei nebeneinandergestellten Winkeleisen (Abb. 74), vier Winkeleisen in Kreuzform (Abb. 76), in I-Form (Abb. 77), zwei Winkeleisen mit Stegblech (Abb. 78) und zwei [-Eisen (Abb. 79) als Grundformen verwendet werden. Alle vorgenannten Querschnitte gelten für einwandige Fachwerkträger, bei denen die durch die Binderebene geteilten Hälften der Querschnitte zur Aufnahme nur eines Knotenbleches um die Stärke des letzteren auseinandergerückt sind. Bei doppelwandigen Fachwerken können für gezogene und gedrückte Stäbe gleichmäfsig ⊢⊣-(Grey-)Träger (Abb. 83 S. 338) vier Winkeleisen in drei verschiedenen Anordnungen (Abb. 80, 82 u. 84 S. 338) und zwei [-Eisen mit und ohne Decklaschen (Abb. 81) als Grundformen dienen. Gegebenenfalls Verstärkung aller Grundformen

Abb. 74. 75. 76. 77.

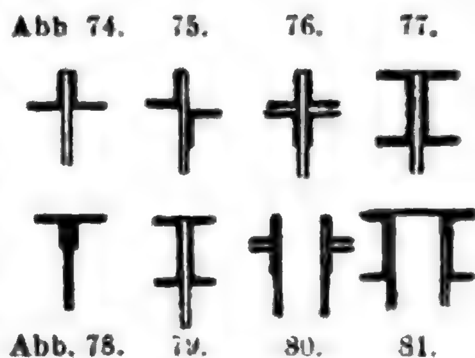


Abb. 78. 79. 80. 81.

durch Lamellen- und Winkeleisen in zahlreichem Wechsel ausführbar. Bei doppelwandigen Systemen ist der Abstand der beiden Knotenbleche so grofs zu wählen, dafs die Nietarbeit überall gut ausführbar ist. Auch ist zu unterscheiden zwischen Anordnung der Wandglieder aufserhalb oder innerhalb beider Knotenbleche. Für gezogene Stäbe dienen auch ein oder zwei Flacheisen bzw. Rundeisen, letztere, wenn besonders leichtes Aussehen erwünscht ist. Ueber Ausbildung der Augen und Spannschlösser für Rundeisen vgl. Abb. 174, 177 u. 178 S. 357.

Abb. 82. 83. 84

Gedrückte, aus zusammengesetzten Querschnitten gebildete Glieder werden durch Bindebleche und durch leichtes Gitterwerk miteinander verbunden. Beide Arten können gleichzeitig oder einzeln Anwendung finden (Abb. 85 u. 86). Solche Einzelglieder verhalten sich der Knickung gegenüber als Ganzes, wenn bei ausreichend kräftigen Querschnitten und Anschlüssen der Verbindungen ihre Entfernung nicht gröfser als die Knicklänge der zu verbindenden Profile ist. Bei Querschnitten gröfserer Abmessungen für Bindebleche mindestens zwei, besser drei Niete für jedes Einzelglied. Gitterverbände aus Flacheisen, besser ungleichschenkligen Winkeleisen, 60.30.7 (9) oder 75.50.7 (9) mm, ein oder zwei Niete zum Anschlufs. Nur auf Zug beanspruchte Stäbe von zusammengesetztem Querschnitt werden gleichfalls durch Bindebleche, die aber in gröfseren Entfernungen angeordnet, zusammengehalten. Die Freilänge gedrückter Stäbe kann in der Binderebene durch Einfügung von Hülfsstäben verkürzt werden (Abb. 109 S. 341 u. Abb. 118 S. 345). Zusammengesetzte Glieder erhalten Querversteifungen, die senkrecht zur Stabachse liegen, wenn Erschütterungen auftreten. Querversteifung in Abb. 73 S. 337 aus sich kreuzenden Winkeleisen, Abb. 87 aus vollem Blech mit Saumwinkeln gebildet.

Abb. 85.

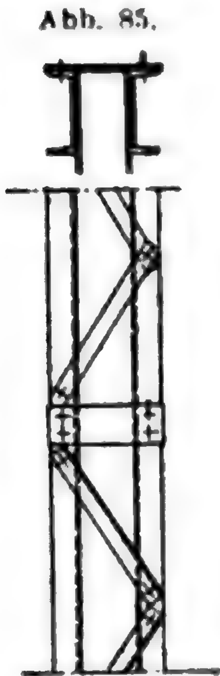


Abb. 86.

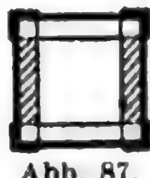


Abb. 87.

Anordnung der Binder.

1. Balkenbinder.

Einfache Satteldächer. Einzelheiten einfacher Binder Abb. 173 bis 185 S. 357. Höhe der Binder $^1/_8$ bis $^1/_{12}$, durchschnittlich $^1/_{10}$ der Stützweite.

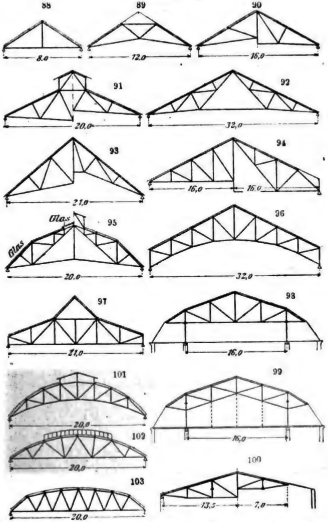
Abb. 88. Dreieckbinder nur für Firstpfette, Untergurt wagerecht und in seiner Mitte am Firstknotenpunkt aufgehängt.

Abb. 89. Obergurt im mittleren Teil zwischen beiden Mittelpfetten (keine Firstpfette) wagerecht. Untergurt mit zweiseitigem Anzug nach der Mitte hin.

Abb. 90. Für eine Firstpfette und zwei Mittelpfetten, links deutscher, rechts einfacher Polonceaubinder.

Abb. 91. Laternenaufbau; der First ganz durchlaufend oder nur stückweise. 5 Felder. Zwischen Laternenaufbauten kragen Sparren

Abb. 88 bis 103.



über (Abb. 89). Die Laterne enthält zwei Traufenpfetten und eine Firstpfette, letztere durch Hülfsfachwerk (Sprengebock) abgestützt.

Abb. 92. Zusammengesetzter Polonceaubinder. 8 Sparrenfelder. Entsteht durch Einbau von vier Hülfssystemen aus Abb. 90 rechts.

Digitized by Google

Abb. 93 S. 339. 6 Felder. Die gedrückten Wandglieder stehen senkrecht zum Obergurt, Untergurt mit ein- (links) bzw. zweimal geknickter Linienführung.

Abb. 94 S. 339 für 8 Felder. Bei der linken Hälfte werden die lotrechten Wandglieder gezogen, die schrägen gedrückt; englische Binder. Rechte Hälfte für Trempel, gedrückte Stäbe möglicht kurz, sparsam und luftig aussehend.

Abb. 95 S. 339. Mansarddach mit Glasdeckung in den Mansardflächen und im Firstfeld (links), letzteres auch mit Laternenaufbau. System ähnlich wie Abb. 94 S. 339. Für die schmalen Firstfelder zwei leichte Hülfssysteme erforderlich.

Abb. 96 S. 339. Binder bei Trempelanordnung. Wandglieder Abb. 94 links. Unterer Gurt geschwungen, von Knoten- zu Knotenpunkt gerade.

Abb. 97 S. 339. Obergurt hat wagerechten mittleren Teil für satteldachartiges grofses Oberlicht. Niedrige Trempel bei den Auflagern.

Abb. 98 S. 339. Binder mit zwei Kragarmen für Mansarddach, auf zwei im Mansardgeschofs angeordneten Säulen stehend. Gitterpfetten in den beiden Säulenfluchten jeder Seite, um Säulenpunkte in Höhe Untergurt seitlich versteifen zu können.

Abb. 99 S. 339 wie vor, doch Untergurt mit dreimal geknickter Linienführung und durch drei Hängestangen überbrachte Deckenlasten in seinen Knotenpunkten.

Abb. 100 S. 339. Dachneigung flach, darum Untergurt unter Auflager in den Raum reichend. Binderentfernung besonderer Umstände wegen grofs, darum zwischen zwei Hauptbindern (links) ein Zwischenbinder (rechts) mit doppelten Kragarmen eingeschaltet, auf zwei Gitterpfetten ruhend, die in Flucht der zweiten lotrechten Wandglieder liegen. Alle übrigen Pfetten aus einfachen Profilen. Räumlich von guter Wirkung.

Parallel(Gitter-)träger Abb. 109 S. 341 u. Abb. 113b S. 342.

Abb. 101 u. 102 S. 339. Parabelträger. Bei gleichmäfsiger Belastung sind die Wandglieder spannungslos, was auch gilt, wenn Parabel durch Kreisbogen $\left(h < \frac{l}{8}\right)$ ersetzt wird. Untergurt von beliebiger Form; ist er auch parabolisch (Abb. 101 S. 339), so heifst Binder Sichelträger, ist er gerade (Abb. 102 S. 339), Fischbauchträger. Gewichtersparnis dem Parallelträger gegenüber etwa 15 bis 20 %.

Abb. 103 S. 339. Halbparabelträger. Er entsteht, wenn ein Gurt nach Parabel geformt ist, der nicht nach den Endpunkten des anderen hinläuft, sondern davon entfernt bleibt. Hier dehnt sich Parabelgurt nur zwischen den beiden äufseren Pfetten aus, sonst zwischen den Auflagerlotrechten, die aus besonderen Pfosten zu bilden sind. Gewicht zwischen Gitter- und Parabelträger.

Pultförmige Kragdächer.

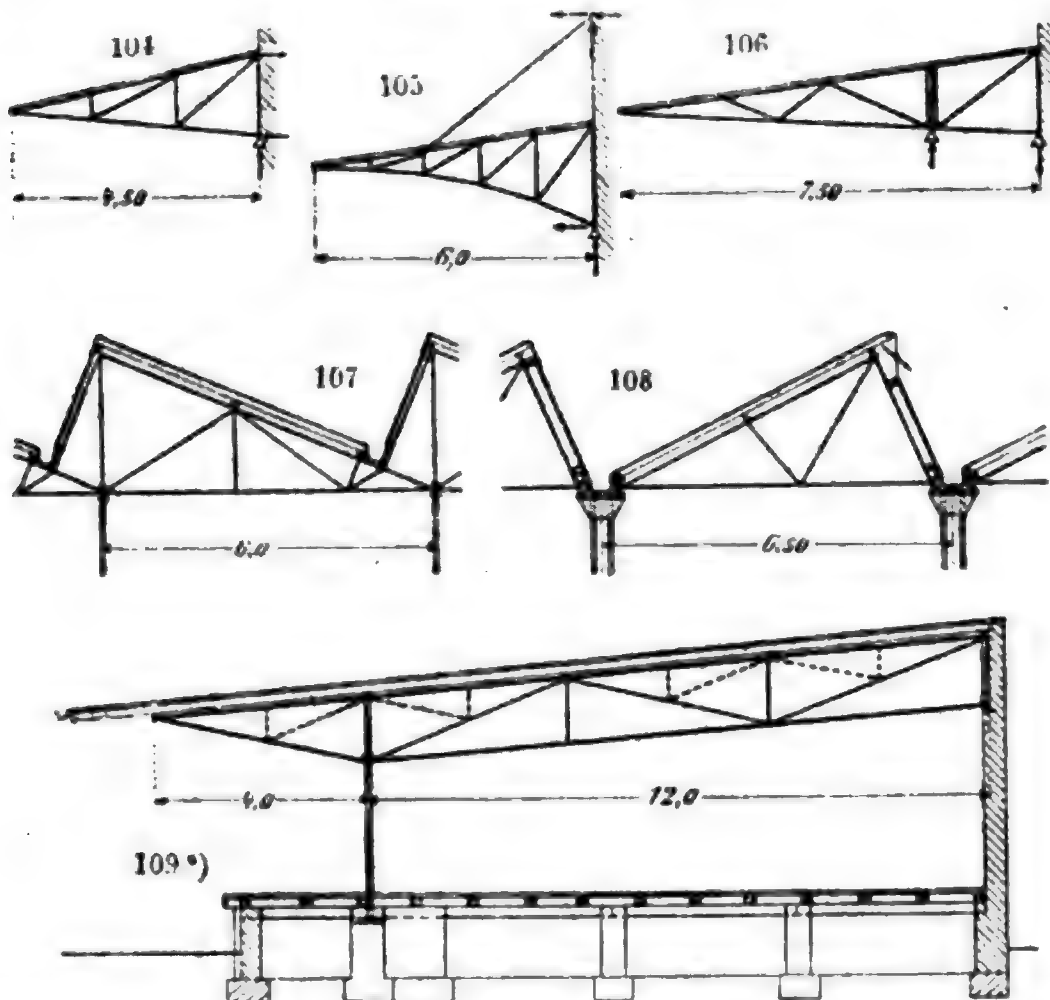
Abb. 104. Uebliche Form mit lot- und wagerechter Abstützung am unteren und wagerechter Verankerung am oberen Gurt. Untergurt in ganzer Länge auf Druck beansprucht.

Abb. 105. Stützung am Untergurt wie vor, Obergurt an der Wand lose, aber Aufknüpfung eines seiner äufseren Knotenpunkte durch geneigte Zugstange an festem Wandpunkt (bei Deckenanschlufs). In

beiden Gurtungen wechselt der Sinn der Beanspruchung. Wird Obergurt gleichfalls in der Wand festgehalten, so wird Anordnung statisch unbestimmt.

Abb. 106. Bei gröfseren Kragweiten stützen sich Binder noch auf einen vor der Frontwand und ihr parallel liegenden Unterzug, welcher

Abb. 104 bis 109.



seinerseits auf Wandgiebeln oder sonst in gröfseren Abständen (Vielfaches der Binderteilung) auf eisernen oder gemauerten Stützen ruht.

Shed (Säge-) dach.

Die Glasflächen, die selten senkrecht, gewöhnlich aber unter 60° geneigt sind, zeigen nach Norden. Winkel an der First 90°.

Abb. 107 u. 108 zeigen zwei Arten, nach Anordnung der Dachrinnen verschieden. Um enge Säulenstellungen zu vermeiden, legt man in die Säulenfluchten Gitterunterzüge, welche gröfsere Zahl von Bindern abfangen. Hierfür Anordnung Abb. 107 besonders geeignet, wo Unterzüge in Flucht der lotrechten Auflagerwandglieder liegen, bei Abb. 108 würde Unterzug in der Glasfläche liegen. Schrägstäbe der Unterzüge aus Rundeisen.

Schleppdach.

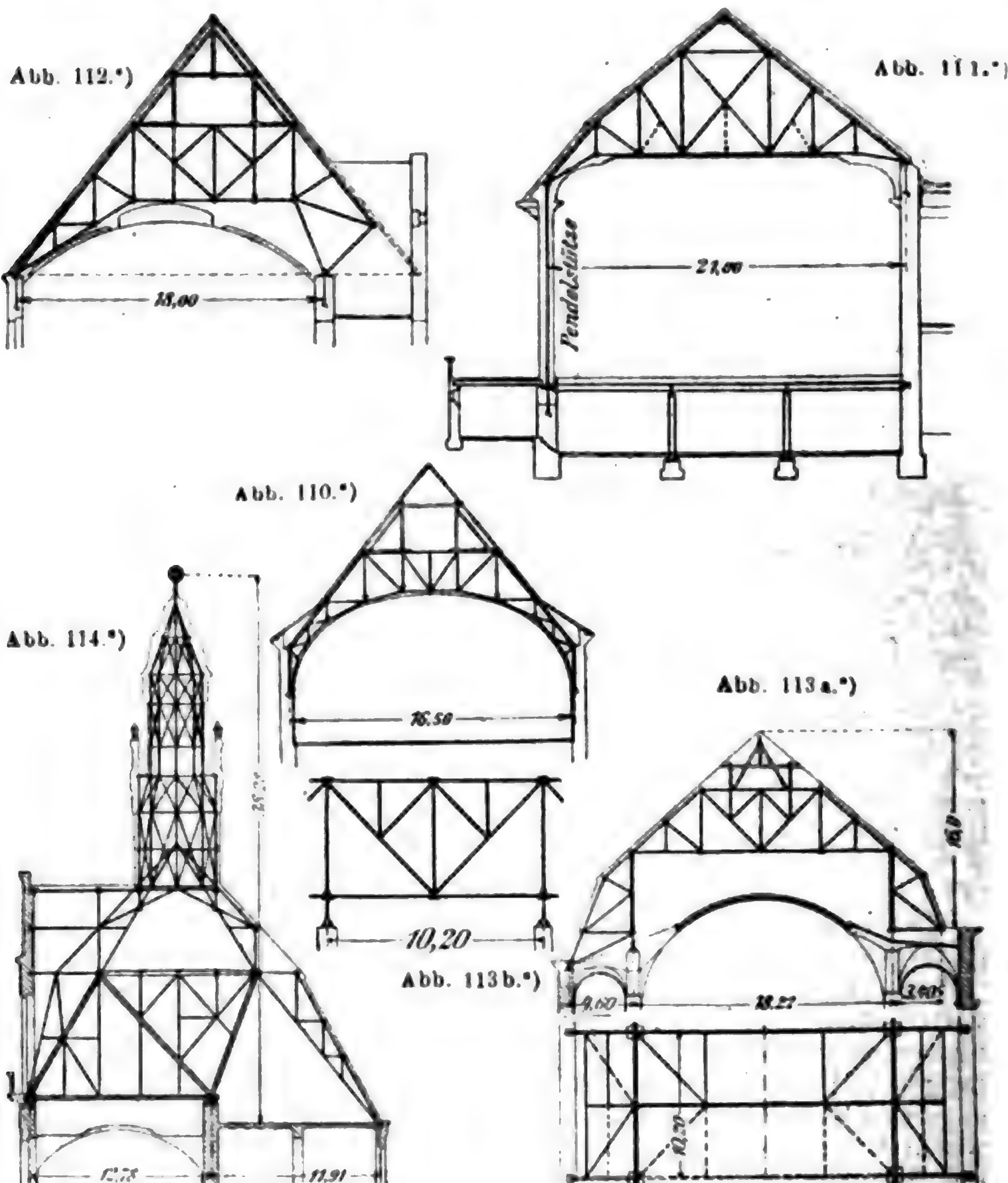
Abb. 109. Binderanordnung für Laderampe. Einschränkung der Stützenzahl wieder vermöge Gitterunterzuges, der in Höhe des Wand-

*) Ausgeführter Entwurf des Verfassers.

gliedes über Stütze der Giebelwand parallel verläuft. Punktierte Hülfssysteme im Binder dienen nur zur Minderung der Knicklänge des Binderobergurtes in Bildebene.

Dächer für besondere Zwecke.

Abb. 110. Aulaflügel. Einschiffiger Saalbau, durch Tonnengewölbe überspannt. Obergurt mit wagerechtem Mittelteil. Oberer Dachteil aus



Holz. Binderfüfse mit Rücksicht auf geringe Stärke der Frontwände weit heruntergeführt. Der Untergurt, der Gewölbelinie folgend, stützt in einzelnen Knotenpunkten I-Träger, welche zur Befestigung des Schein-

*) Ausgeführte Entwürfe des Verfassers.

gewölbes (Drahtputz) dienen. Trägt sich das Gewölbe frei (Mauerwerk, Eisenbeton), so kann sein Schub von den Binderfüfsen aufgenommen und in den Binder geleitet werden. Letztere nicht sparsame Anordnung vermeidet im Saalbau sichtbare Anker.

Abb. 111. Konzertsaal in Berlin. Rücklage des Saalbaues durch anschliefsende Gebäude zur Aufnahme der wagerechten Windlasten ausreichend. Leicht ausgeführte Frontwand enthält unter den Auflagern der Binder Pendelstützen. Binder unsymmetrisch zur First, deren Pfette durch besonderen Sprengebock abgestützt wird. Stuckdecke und Dachboden ruhen durch besondere Träger in den Knotenpunkten des Untergurtes auf.

Abb. 112. Schlofs Posen. Aufnahme der Windlast durch Mittel- und mit ihr verbundener Rückwand. Oberer Dachteil Holz, Binder unsymmetrisch zur First, Kragteil einseitig. Scheingewölbe aus Rabitz wird wieder vom Untergurt getragen.

Abb. 113a u. 113b. Kriminalgericht Moabit. Hohes Mansarddach über dreischiffiger Halle. Abstand der Innenstützen (auch der Frontwandpfeiler) voneinander 10,2 m. Oberer Dachteil aus Holz, darunter überdecken trapezförmige Binder, Stützweite von Mitte zu Mitte Innensäule 18,22 m, bei 5,10 m Teilung die Mittelhalle. Diese Binder ruhen auf Gitterträgern (Abb. 113b), die, ihrerseits in den Längsfluchten der Innensäulen angeordnet, sich auf letztere stützen. Die Trapezbinder werden in ihren Auflagern festgeklemmt. Binder der seitlichen Dachteile in Verbindung mit den Gitterträgern über den stützenden Pfeilern (links) durch festen Bock, in den Zwischenlagen als Kragbinder (rechts) ausgebildet. Grundrifs (Abb. 113a), im oberen Teil in Höhe Untergurt des Trapezbinders, im unteren in Höhe Untergurt des Kragteiles dargestellt, läfst Anordnung notwendiger wagerechter Verbände in diesen Höhenlagen erkennen. (Gewölbeartige Decke aus Eisenbeton nach Art von Gerberträgern, vgl. Abb. 113a, freitragend und schubfrei errichtet.)

Abb. 114. Stahlwerksverband in Düsseldorf. Hohes Mansarddach mit Giebelvorbau und hohem Dachreiter. Freitragende Gewölbe und Decken unterhalb Dachkonstruktion vermitteln Windverteilung in alle Wände. Hauptbinder trapezartig mit festem Auflager auf der Mittelwand. Ueber oberer Parallelseite dreiseitiger Sprengebock, der bis zur First reicht. Leichte Fachwerkaufbauten auf Bindergurt links und den Bockstreben tragen in den Knotenpunkten der oberen Begrenzungen die Pfetten, die hart unter Dachhaut liegen. Aeufserster Kragpunkt des Hauptbinders nimmt Stichträger mit beweglichem Anschlufs auf, der zur Unterstützung der rechten Mansardfläche dient. Fufspunkt dieses Stichträgers auf Frontwand fest. Achtseitiges Gerüst des Dachreiters, in der Mitte zwischen zwei Bindern angeordnet, steht unmittelbar auf zwei Gitterpfetten und mittels besonderer Wechsel auf. (Näheres über Dachreiter S. 354.)

Abb. 115 S. 344. Land- und Amtsgericht Cöln a. Rh. Hohes Mansarddach mit Dachreiter, letzterer wieder auf besonderen Gitterpfetten stehend, die sich an beide Mittelsenkrechten der Binder anschliefsen Letztere über alle drei Schiffe der Halle gespannt. Binderuntergurt mit vierfach geknickter Linienführung stark nach oben gezogen.

Bei Anordnung nur eines festen Auflagers verteilt seitlich steif errichtetes Gewölbe nebst Dachboden den Wind in die widerstandsfähigen Wände. Bei Anordnung einer den Hallenraum durchdringenden Verankerung der Binderfüfse sind Binder als Zweigelenkbogen ausführbar.

Abb. 116 u. 116a. Land- und Amtsgericht Hannover. Wie vor, Binder jedoch unsymmetrisch und nur über Mittelhalle gespannt. Links überträgt Fachwerkfufs des Binders wagerechten Wind auf Innenpfeiler, der durch seitlich steifes Gewölbe mit den standfähigen Wänden in Verbindung steht, rechts stützt sich Binder auf Pendelstütze. Senkrecht zur Bildebene Uebertragung des Windes unter Zuhülfenahme von Kreuzverbänden zwischen den Stützenpaaren (Pendelwand), Abb. 116a Einzelzeichnung Abb. 60 S. 331 in die Stützenfüfse. (Gewölbe aus Eisenbeton vgl. Abb. 116.)

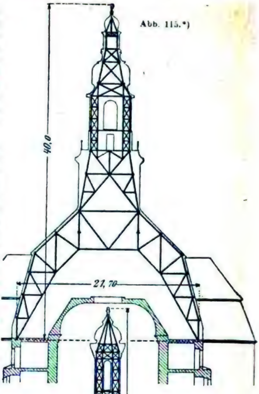


Abb. 115.*)

Drei- und Zweigelenkbinder.

Die nachfolgenden Beispiele, praktischen Ausführungen entnommen, können beiden Systemen — nicht dem jeweilig gewählten allein — als Grundlage dienen.

Abb. 117. Ausstellungshalle des Instituts für Gärungsgewerbe, Berlin. Nur das Mittelschiff der

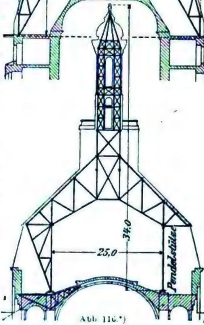


Abb. 116.*)

Abb. 116a.*)

*) Ausgeführte Entwürfe des Verfassers.

Digitized by Google

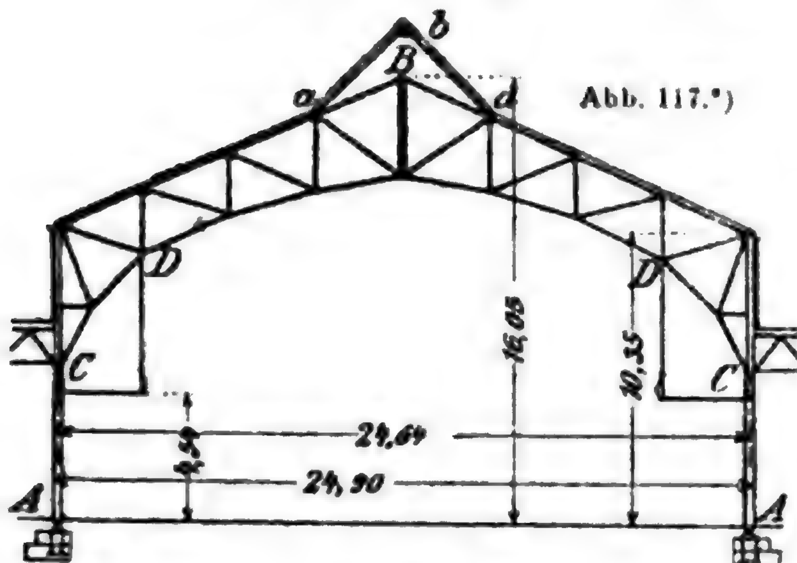


Abb. 117.*)

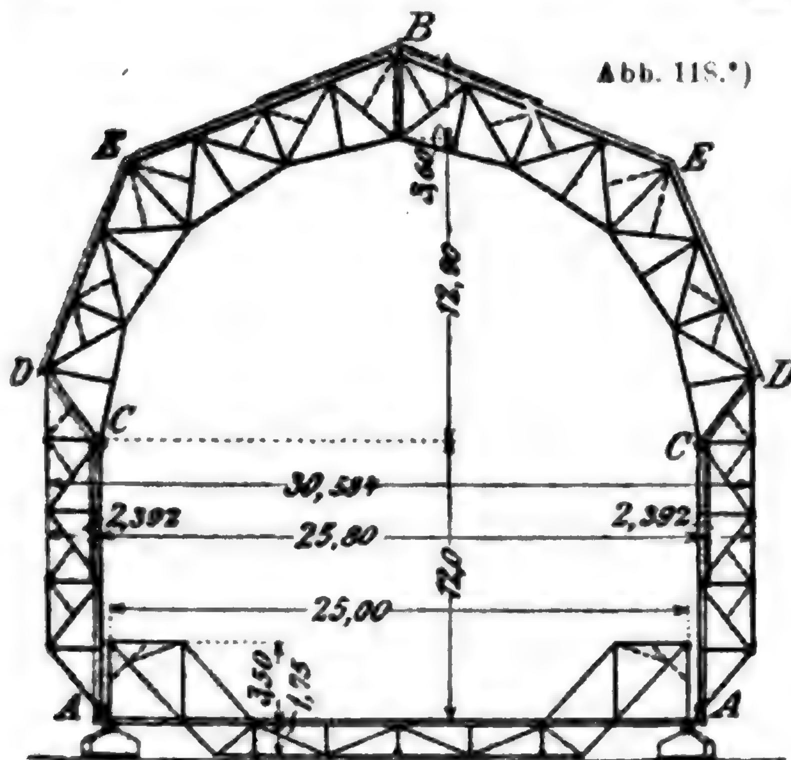


Abb. 118.*)

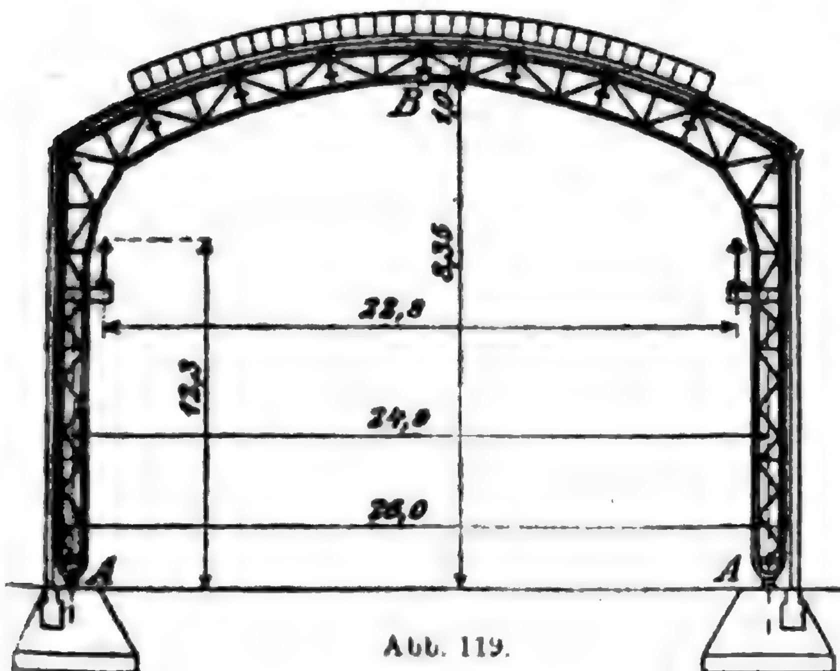


Abb. 119.

dreischiffigen Halle ist dargestellt. Weite 24,90, Höhe 16,05 m. **Dreigelenk**binder mit Drehgelenken *A*, *A*, *B* (Oberlicht *a*, *a*, *b*), Binderschenkel *A C* im unteren Teile behufs Raumersparnis als seitlich biegungsfeste, vollwandige, prismatische Stiele, Mittelteil des Binders fachwerkartig mit geschwungenem Untergurt ausgebildet. Zwei Seitengalerien, bei *C* an den Binderschenkeln, bei Knotenpunkten *D* mittels Hängeeisen befestigt.

Abb. 118. Drehbare Luftschiffhalle Biesdorf. **Dreigelenk**binder von 25,80 m Weite und 28,5 m Höhe mit Drehgelenken *A*, *A*, *B* ruhen auf Gitterwänden *AC*, die von Rad- zu Radkasten gehen und über die äufsersten auskragen. Wand- und Dachumschliefsung in gebrochener Linie *ACDEB*. Firstbelichtung bei *B* und Seitenlicht unterhalb *C*.

Abb. 119. Krupphalle Düsseldorf 1902.**) **Dreigelenk**-Doppelbinder von 24,90 m Weite und 19,35 m Höhe mit Drehgelenken *A*, *A*, *B*. Fachwerkbreite ohne Rücksicht auf Sparsamkeit des Baustoffverbrauches äufserst eingeschränkt. Belichtung vom Dache her durch satteldachförmige Oberlichter, die quer zur Hauptachse liegen.

*) Ausgeführte Entwürfe des Verfassers.

**) Leitholf, Z. d. V. d. I. 1902.

Montagekran von 25 t Tragfähigkeit. Einzelheiten der Gelenke S. 357, Abb. 187 u. 188.

Abb. 120. Skulpturenhalle im Ausstellungspark Berlin. **Dreigelenk**-Doppelbinder, wobei Untergurt durchweg und Obergurt vorwiegend in geschwungener Form ausgebildet. Gelenkpunkte *A*, *A*, *B*. Nur Oberbelichtung *BC*. Dach abgewalmt.

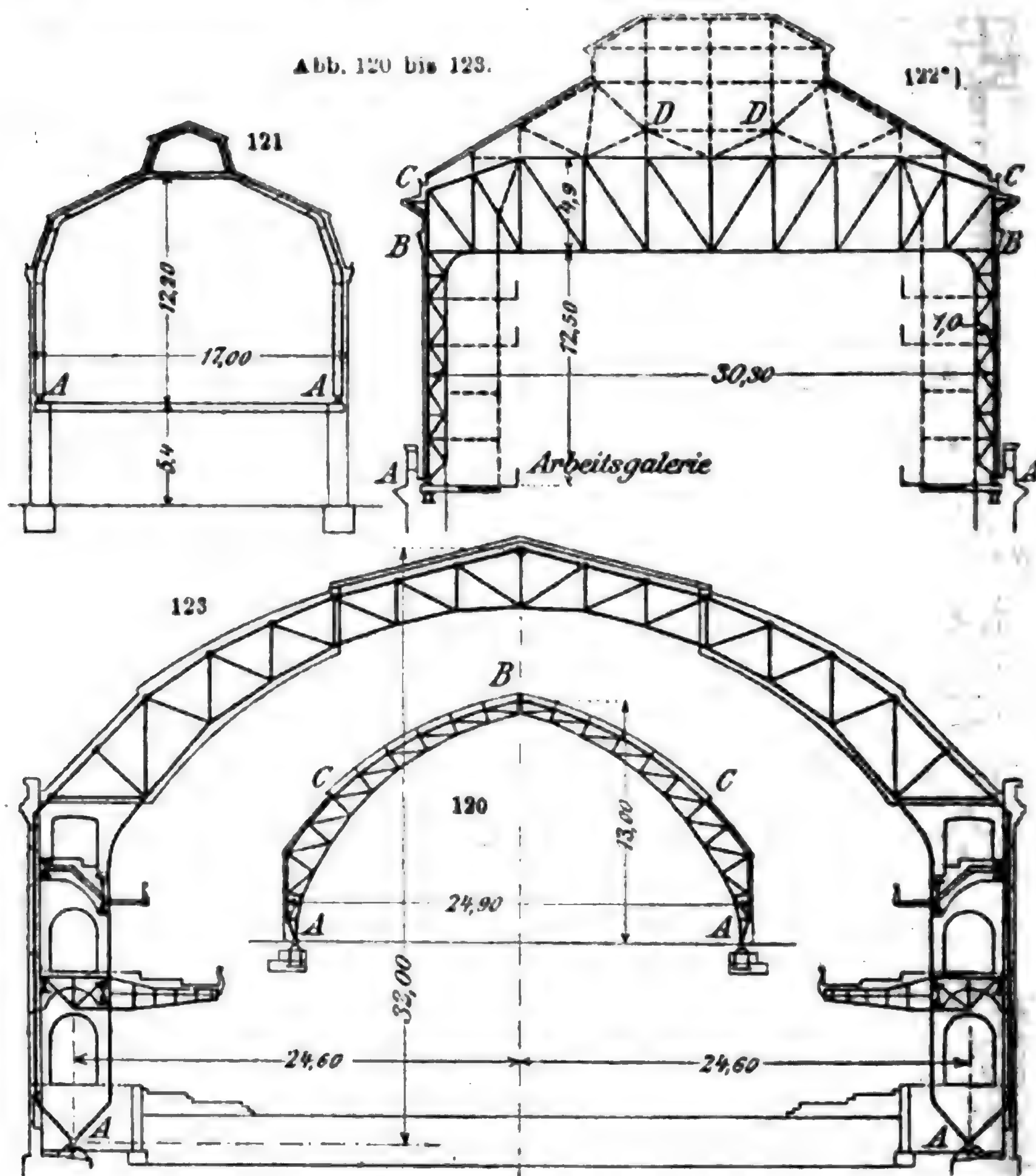


Abb. 121. **Zweigelenk**binder einfachster Art aus I-Walzträgerstücken mit besonderen, mittels Nietung hergestellten Knieen gebildet. In der Regel stützen die Unterzüge des Fufsbodens die Gelenkauflager *A*, wobei erstere gleichzeitig die letzteren verspannen.

Abb. 122.**) Erhöhung des Bühnenhauses des Königlichen Opern-

*) Ausgeführter Entwurf des Verfassers.
**) Zentralbl. Bauv. 1912.

hauses Berlin. Die 30,30 m weitgespannten und 17,40 m hohen **Zweigelenk**binder, Gelenkpunkte *A*, zeigen lotrechte Schenkel von 1 m Breite und Mittelteil von 4,9 m Höhe. Aussteifung in Höhe *BB* durch die Träger des Schnürbodens, im Obergurt *CC* durch feuersichere Decke. Oberhalb *CC* Hülfskonstruktionen für Rauchklappe *DD* und Dach, unterhalb Stützung und Aufhängung von Galerien, in punktiertem Strich schematisch dargestellt. Arbeitsgalerien bei *A* nehmen Vergitterungen auf, die die Binderschübe in die Giebelwände übertragen. Letztere gleichfalls Zweigelenkbogen (40 m hoch), die bis Bühnenkeller reichen. Einzelheiten der Gelenkpunkte Abb. 186, S. 357.

Abb. 124.*)

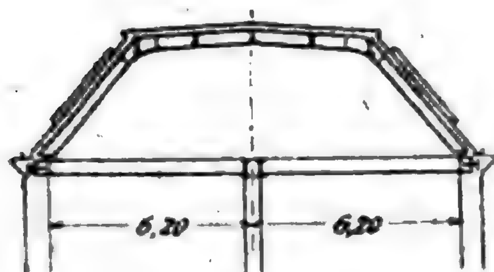
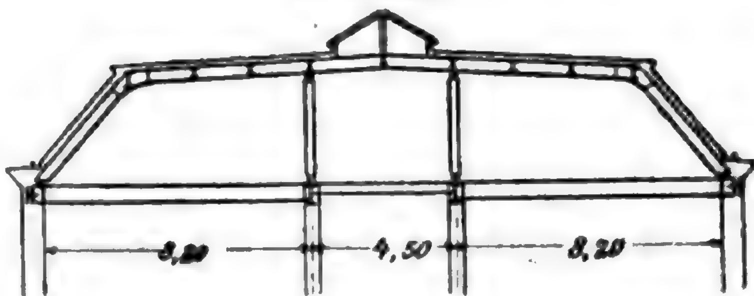


Abb. 125.*)



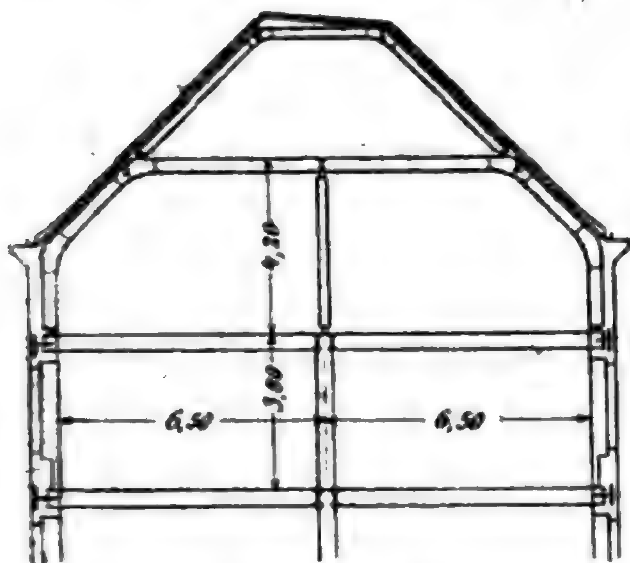


Abb. 126.*)

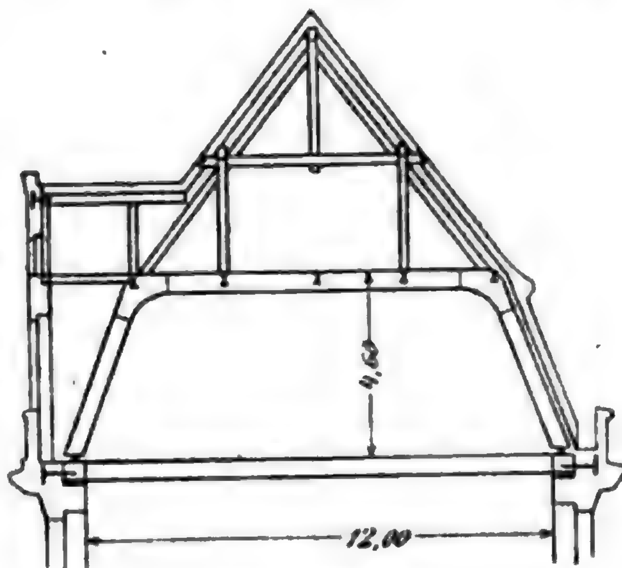


Abb. 127.*)

Abb. 123**) (Ing. Biesold). **Zweigelenk**binder 49,20 m Stützweite, Höhe 32,0 m, für Sportpalast Berlin. Mittlerer Teil ein Fachwerkbogen, der nach den Seiten hin an Breite gewinnt. Binderschenkel aus breiten Blechwänden mit Aussparungen in Höhe der Galerien, Durchgänge bildend.

Abb. 124 bis 127. Verschiedene Formen von **Zweigelenk**bogen, für Geschäftshausbauten. Kniee aus Nietstücken, sonst aus I-Walzträgern wie bei Abb. 121. Aufnahme der Schübe durch die Unterzüge des Dachbodens. Abb. 125 u. 126 zeigen Zwischenunterstützung der Binderriegel durch Pendelstützen, Abb. 125 zwei, 126 eine Stütze, Abb. 126 Bildung des Dachoberbodens mittels aufgesetzter eiserner Zweigelenkbinder, Abb. 127 Aufbau aus Holz.

*) Ausgeführte Entwürfe des Verfassers.
**) Zentralbl. Bauv. 1911 Nr. 35.

Räumliche Fachwerke.

Abb. 154 bis 157. Flache Schwedlerkuppel. Bei offenem Laternenring (ohne Diagonalen) und festen Auflagern (Aufnahme des Sparrenschubes durch Fufsring) stabil und statisch bestimmt, aber angeblich zur Aufnahme stark zusammengedrängter einseitiger Belastung, eintretender starker Formveränderung wegen weniger geeignet. (Die wirkliche Formveränderung bleibt hinter der theoretischen erheblich zurück, was in zu ungünstigen Lastannahmen und der gröfseren Steifigkeit der Knotenpunkte begründet ist — Blechlaschenknotenpunkte statt angenommener Kugelgelenke.)

Abb. 157.

Einschränkung der Formveränderung möglich, wenn der Laternenring als starre Scheibe ausgebildet wird, eine Anordnung, die den Nachteil hochgradiger statischer Unbestimmtheit bringt. Genaue Berechnungen derartiger Systeme werden in der Regel vermieden, indem die Spannungen nur für ein statisch bestimmtes System berechnet, mit Rücksicht auf tatsächlich günstigere Wirkung jedoch höhere Spannungen zugelassen werden.

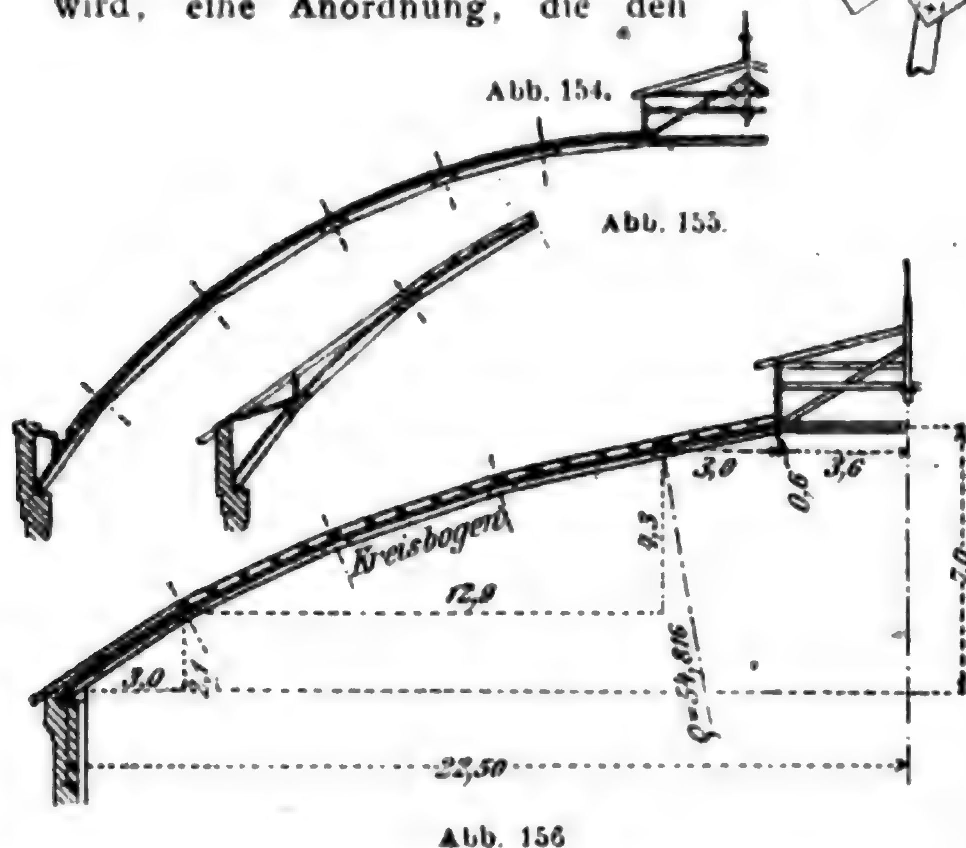


Abb. 154. Abb. 155. Abb. 156

Bei regelmäfsigem Grundrifs und gleichmäfsig verteilter Belastung sind die Diagonalen spannungslos. Wird die Flachkuppel nach kubischer Parabel gekrümmt, so stehen bei vorheriger Voraussetzung nur Sparren und beide Schlufsringe unter Spannung. Diese vorteilhafteste Form bringt den Nachteil, dafs bei Pappdeckung die Neigung am Scheitel zu gering, am Umfang dagegen zu grofs wird. Die zudem mit kubischer Parabel verbundene Ausführung eines schweren massiven Kranzgesimses mit innerer Kastenrinne (Abb. 154) wiegt auch die Mehrkosten des Eisens bei anderen Kuppelformen auf,

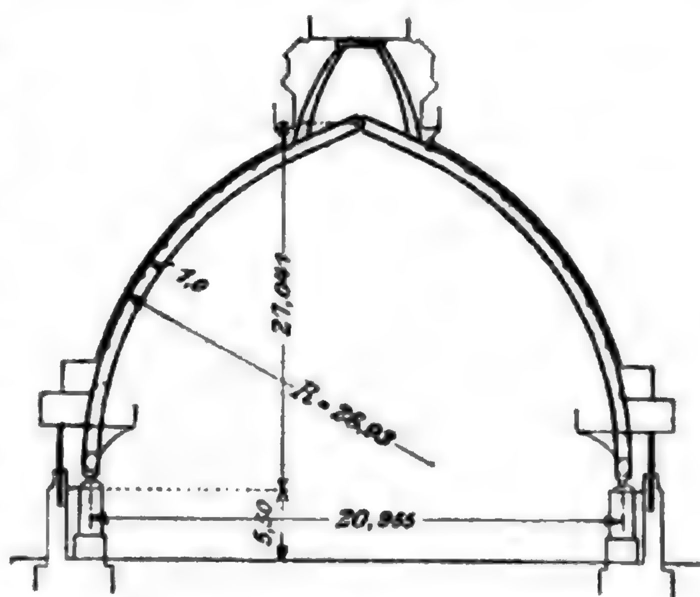
die die erwünschte Ausbildung von Traufen zulassen. Bei Beibehaltung steiler Sparrenfelder der Randfelder empfiehlt sich daneben gesonderte flachere Lage der Dachdeckung nach Abb. 155.

Abb. 156 zeigt ein Beispiel, das von der sparsamsten Form abweicht. Aeufserer Dachrand rein kegelförmig, Uebergang in die Pyramidoidflächen der inneren Kuppel durch geringen Pfeil der Grenzpfetten erreicht. In den drei mittleren gleichlangen Feldern bildet der Sparren einen Kreisbogen, der tangential in das geradlinige oberste Sparrenfeld mit der Neigung 1 : 5 übergeht. Am äufseren Rande beträgt die Dachneigung $1 : 2^1/_2$. Lichter Durchmesser des Gebäudes 44,6 m, 28 Vorlagen und 28 Sparren des Kuppel-, 14 des Laternendaches. Durchmesser des Fufsringes 45,0 m, des Scheitelringes 7,20 m, letzterer 7 m höher gelegen. Laterne 14seitig, Wände 2 m hoch. Dach als Traufe über Umfassungswand geführt, Rand mit Laufbohle und leichtem Geländer versehen.

Sonst allgemein Höhe der Kuppel $^1/_6$ bis $^1/_{10}$, Durchmesser der Laterne $^1/_8$ bis $^1/_6$ des Durchmessers D des Fufsringes. Anzahl der Kuppelsparren möglichst einzuschränken, gegebenenfalls durch Gabelung in den Randfeldern oder Einschaltung von Zwischensystemen. Gröfste Entfernung dieser die Dachlast biegungsfest tragenden Stäbe abhängig von zulässiger Sparrenfreilänge (4,5, äufserst 5 m). Zahl der Hauptsparren gewöhnlich Vielfaches von vier, Laternendach mit halber Sparrenzahl. Querschnitte der Kuppelsparren aus zwei Winkeleisen mit Stegblech (Abb. 78 S. 337) entweder mit stetig gekrümmter oder vieleckiger Oberkante. Knicksicherheit der Sparren kommt wegen der steifen Dachhaut nicht zum Nachweis. Abstand der Ringe im Grundrifs annähernd gleich, etwa $1,5 + ^1/_{30} D$. Querschnitt aus zwei Winkeleisen, die mit zwei Schenkeln auf dem Sparrenrücken aufliegen. In allen Feldern gekreuzte Diagonalen aus Flach- oder Winkeleisen, Knotenpunkte am Laternen-, Zwischenring und Auflager, Abb. 157 ohne weiteres verständlich.

Bei Doppelpapp- oder Metalleindeckung für Eigengewicht 70, für zusätzliche Last 100 kg/qm Grundrifs.

Abb. 158.



Kuppeldächer für besondere Zwecke.

Abb. 158. Pavillon Schneider in Creuzot auf der Weltausstellung 1900 in Paris.*) 24 Dreigelenkbinderhälften, die ganz in der Mantelfläche lagen, Scheitelgelenk durch Kugel von 0,40 m Durchm. gebildet. Die Zwischenringe dienten nur zur Aussteifung der Sparren. Einfache Bolzengelenke an den Sparrenfüßen, Fußring als kastenförmiger Gitterträger ausgeführt.

*) Vgl. Genie civil, Bd. I, Jahrg. 1900 S. 141.

Abb. 159.*) Justizpalast in München (Baurat v. Rieppel). Kuppel über quadratischem Grundriß mit abgestumpften Ecken. Tragkonstruktion wie bei Zeltdächern (Abb. 159) aus zwei sich kreuzenden, in den Diagonalebenen des Raumes liegenden Dreigelenk-Fachwerkbogen (doppelt) gebildet, die sich in der Mitte ihres Fufsriegels gegen Gufseisenklotz stemmen. Wagerechter Schub durch Fufsring aufgehoben.

Abb. 160.**) Reichstagsgebäude Berlin (Geheimer Baurat Zimmermann). Auf die an sich schwache Mauern waren nur lotrechte oder in der Längsrichtung der Mauern wirkende wagerechte Kräfte übertragen worden. Dabei hat der über rechteckigem Raum (38,74 und 34,76 m äufsere Seitenlänge der Mauern) errichtete Kuppelbau achtseitigen Fufs- und rechteckigen Kopfring, Stützung der 8 Eckpunkte des Fufsringes auf den Umfassungswänden durch Stelzenlager mit Kippbolzen. Die Stelzen stehen parallel zu den betreffenden Mauern; zudem ist der Fufsring in der Mitte der vier Wände noch derart gestützt, dafs die Fufsringstäbe in Richtung ihrer Achsen dort festgehalten, in der Querrichtung aber beweglich sind. Hierdurch wird die geforderte Wirkung vom System (einfach und statisch bestimmt) erreicht.

Abb. 161. Königin-Luise-Gedächtniskirche in Berlin-Schöneberg. Rundkuppel mit hohem Laternenaufbau in Art der vorbeschriebenen.

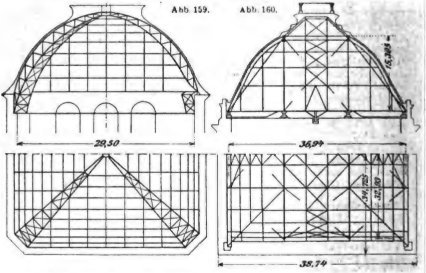


Abb. 159. Abb. 160.

Der Kopfring ist quadratisch, der Fufsring ungleich achtseitig. Zur Aufnahme der Belastungen dienen vier Wände von Treppenhäusern. Die in den Fufsringecken erforderlichen 8 Lager sind, hier ausreichend, als Gleitlager auf sphärischer Unterlagsfläche ausgebildet,

*) Deutsche Bauz. 1897 S. 267. — Zentralbl. Bauv. 1897 S. 350.
**) Z. f. B. 1897.

Digitized by Google

während die in den Hauptachsen liegenden Mitten der Fufsringstäbe mittels besonderer in die Treppenhausdecken einbetonierter Querriegel die wagerechten Windbelastungen in die Front- und inneren Ringwände in Richtung dieser Wände überleiten. Beweglichkeit dieser Stützpunkte in Querrichtung der Ringstäbe durch Langschlitzlöcher erreicht. Eigenartig ist die Ausbildung der Kuppelleibung.

Die acht Gratsparren, zwei benachbarte schliefsen im Grundrifs einen rechten Winkel ein, haben Kopf-, Fufsring und zwei Zwischenringe. Nur der quadratische Kopfring trägt aufsen eine aus vier gleichen Kreisabschnitten gebildete fachwerkartige Ergänzung, die sich der Kuppelleibung anschliefst. (Ein darüberliegender gleicher Ring von geringeren Querschnittsabmessungen ist

Abb. 161.*)

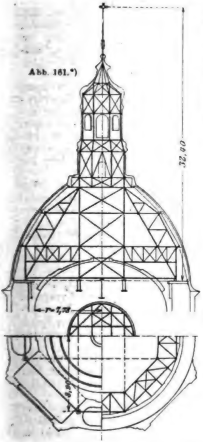
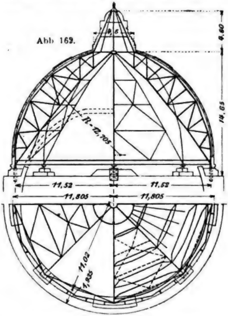


Abb. 162.



mit dem Kopfring vergittert zwecks Abfangung der Eckstiele des Dachreiters.) Zwischenringe und Fufsring sind gerade. Der obere Zwischenring besteht aus [-Eisen, in wagerechter Ebene durch Gitterwerk ausgesteift. Gleiche Anordnung besteht bei dem unteren Zwischenring, der aber mit Rücksicht auf erheblichere Freilänge gleichfalls aus Gitter-

*) Ausgeführter Entwurf des Verfassers.

Digitized by Google

werk besteht. Bei beiden Ringen sind dabei die normalen Wandglieder bis nahe Dachhaut ausgekragt, wobei die freien Endigungen rund geschnittene Pfettenhölzer aufnehmen, auf der die gleichfalls rund geschnittenen Bohlensparren liegen, die die Schalung tragen. Die im Kopfring angeordnete Diagonalversteifung gibt erwünschten Ueberschufs mit Bezug auf das im Dachreiter untergebrachte Geläut. Die acht Kuppelsparren werden aus Fachwerken gebildet, wobei die Wandglieder des einen Sinnes zum bequemen Anschlufs der Ringversteifungen wagerecht sind.

Abb. 162*) S. 351. Kirche Zentralfriedhof Wien (Ingenieur Bleich). Acht Hauptsparren mit Fufsring und zentrischer Vereinigung im Scheitel. Fufslager als Flächenlager für lotrechte Lastübertragung ausgebildet, von denen jedes zweite in radialer Richtung geführt ist. Die Sparren, tangential gleitend, stehen auf den Mauerwänden auf.

Abb. 163.**) Dom in Berlin (Prof. Müller-Breslau). Die Wirkung der äufseren Rundkuppel wird unterstützt durch inneres achtseitiges Raumfachwerk Schwedlerscher Bauart, das die Laterne trägt. Aufsenkuppel hat biegungsfesten Kopfring, gebogene Sparren mit wagerechten Rippen, äufsere und innere Ringe sind gitterartig miteinander verbunden. Acht feste Lager auf acht Hauptpfeilern, die Lager der Zwischensparren sind durch den Fufsring nach den Hauptpfeilern hin wagerecht ausgesteift.

Bei quadratischen und rechteckigen Grundrissen findet sich auch die Anordnung von Bindern, die den Seiten des Grundrisses parallel verlegt sind und in gleicher Höhe liegen, so dafs sich somit die Binder der einen Richtung mit denen der anderen durchdringen, so z. B. bei der Kuppel des Reichsgerichtsgebäudes in Leipzig (Baurat Cramer). Vgl. auch Holzkonstruktionen S. 311.

Zeltdächer.

Abb. 164. Bühnenhaus des Deutschen Opernhauses in Charlottenburg.***) Dach in Form einer vierseitigen abgestumpften Pyramide, auf deren Kopffläche sich der etwa 4 m hohe Entlüftungsaufbau befindet. Konstruktionsweiten im Grunde 28,73 und 21,23, in der Kopffläche 12,47 und 9,2 m. Konstruktionshöhe 7,28 m. Alles weitere aus Abb. 164 erkennbar.

Abb. 165. Land- und Amtsgericht Berlin-Mitte. (Hülfskonstruktion für oberen Dachteil, die auf nachbeschriebenem Zeltdach aufsteht, hier nicht dargestellt. Ersterer hat die Form einer quadratischen Pyramide, deren Kanten gebrochen.)

Zeltdach über quadratischem, mit abgeschrägten Ecken gebildetem Raume. Seitenlängen, an den Innenfluchten der Wände gemessen, 15,0 bzw. 2,70 m. Höhe des Zeltdaches (Mansardgeschosses) 5,50 m, Fufsring aus einfachen Stäben, Kopfring aus leichten Blechträgern gebildet, die in wagerechter Ebene durch Gitterring versteift sind. Der zwischen Fufs- und Kopfring vorhandene Zwischenring wird in der Mitte der vier grofsen Flächen durch Mittelsparren seitlich versteift, dessen Fufs auf den Umfassungswänden und dessen Kopf am Kopf-

*) Eisenbau 1910 S. 49.
**) Zentralbl. Bauv. 1890 S. 203, Z. d. V. d. I. 1896 S. 1207
***) Deutsche Bauz. 1913 Nr. 50 S. 449.

Abb. 163.

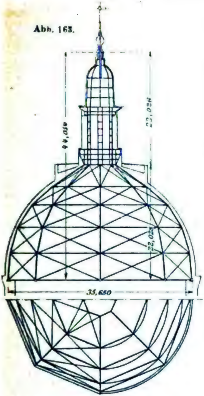


Abb. 168.

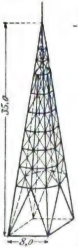


Abb. 167.*)

Grundrisse

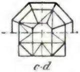


Abb. 166.*)

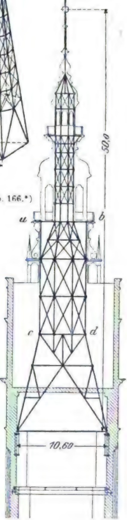


Abb. 164.

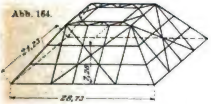
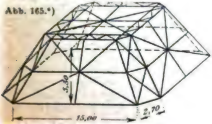


Abb. 165.*)



*) Ausgeführte Entwürfe des Verfassers.

Digitized by Google

ring gehalten wird. In allen Seitenflächen und der Kopffläche befinden sich vollständige Diagonalversteifungen. Da Fufsring, in Kämpferhöhe eines freitragenden Gewölbes liegend, zur Aufnahme grofser Schübe dient, ist mit gröfserer Formveränderung des Systems zu rechnen. Deshalb ist jeder der acht Binderfüfse auf gröfsere Zahl von frei beweglichen Stahlkugeln gestellt, wie sie für Ausbildung von Maschinenzapfenlagern im Handel sind; die Kugeln, 3 cm Durchm. haltend, sind in ihrer gegenseitigen Lage auf den Auflagerplatten durch die Maschen eines Drahtgeflechtes gesichert. Erst geraume Zeit nach dem Ausschalen und Setzen des Gewölbes wurden die Maueröffnungen der acht Stützpunkte geschlossen.

Abb. 114 S. 342, Abb. 115 u. 116 S. 344. Dachreiter verschiedener Form. Sie stehen in der Regel nicht unmittelbar, vielmehr mittelbar durch zwei besonders verstärkte (Gitter-) Pfetten auf den Bindern. Zur Abfangung aller Stielfüfse dienen noch Pfettenwechsel. Zudem durchlaufender Kreuzverband zwischen den Obergurten und Querversteifungen in lotrechten Ebenen beider Pfetten erforderlich. Gratstiele in gleicher Zahl wie Mantelflächen, Ringe so oft, dafs vorhandene Neigung der Diagonalen angemessene Anschlüsse ermöglicht; Ringe möglichst auch da, wo Galerien, Pfetten der Hauptdächer usw. Unterstützung verlangen.

Abb. 169.

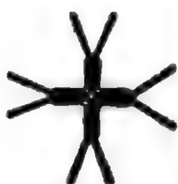


Abb. 170.

Bei Galerieöffnungen müssen oft einzelne oder alle Felder einer Zone Diagonalkreuze entbehren, was im letzten Falle biegungsfeste Stiele und Ringe solcher Zonen voraussetzt. Dort erforderliche Querschnittsvermehrung der gewöhnlich aus 2 Winkeleisen bestehenden Stiel- und Ringquerschnitte durch Hinzufügung eines Stegbleches und zweier innerer Winkel (Abb. 169). Steife Scheiben, also in wagerechter Ebene liegende Diagonalverstrebungen der Ringe liegen da, wo die Stiele ihre Richtung wechseln, auch in Höhe der Galeriefufsböden. Bekrönungsstange gewöhnlich in der Spitze und in Fufsringhöhe des Zeltdaches der Haube gehalten. Erstere dort am besten aus vier mit Abstand angeordneten Winkel (Quadrant-) eisen, in die bei der Spitze abgebogene Bleche zum Anschlufs der eisernen Sparren eingebracht werden (Abb. 170). Oberer Teil der Stange aus Rundeisen. Die Schalung (gewöhnlich Metall-, selten Schiefer- oder Ziegeldeckung) wird auf entsprechend profilierten Bohlensparren befestigt, die auf den eisernen Sparren- und Ringstücken gehalten werden. Biegungsberechnung der letzteren gewöhnlich nicht erforderlich. Bei Berechnung der Dachreiter auf Winddruck gelten die Fufspunkte als fest eingespannt. Der Einfachheit halber begnügt man sich gewöhnlich mit dem Nachweis, dafs schon zwei gegenüberliegende Flächen des eisernen Gerüstes den Winddruck in die Fufspunkte übertragen können. Vorstehende Regeln gelten auch für grofse Turmhelme, nur kommt hierbei genauere Windberechnung zur Geltung.

Abb. 166 u. 167 S. 353. St. Nikolaikirche Elbing. Turmhelm von quadratischer Grundfläche, Seite 10,60 m, Gesamthöhe 50 m. Die vier Fufspunkte liegen über halber Höhe der Glockenstube; unterer Schufs des Traggerüstes bis Ring *cd* hat die Form einer abgestumpften Pyramide von quadratischem Grundrifs. Hierauf zwischen *cd* und *ab*

weiterer, über ab engerer Schufs als regelmäfsig achtseitiges Prisma. In der Zone unterhalb ab wird der erforderliche Uebergang des Gerüstes vom gröfseren zum geringeren Durchmesser durch abgestumpfte Pyramide bewirkt. Teil oberhalb ab hat zwei Zonen, die wegen der vorhandenen Galerien ohne Diagonalkreuze errichtet sind. Oberster Schufs (in der Haube) wieder als achtseitige Pyramide. Steife Scheiben bei ab und cd (Abb. 167).

Abb. 168 S. 353. Domtürme Halberstadt. Turmhelme. Grundrifs des prismatoidischen Unterbaues quadratisch, Kopffläche regelmäfsig achtseitig. Höhe des Unterbaues rd. 9 m. Auf letzteren sich setzendes 26 m hohes Traggerüst hat zunächst die Form einer regelmäfsigen achtseitigen, in den vier obersten Zonen einer quadratischen Pyramide. Zwischenböden am Fufs der Pyramide und von da ab im 2., 4. und 6. Ring. Die Grat- und Gabelsparren des Unterbaues und die Gratsparren der darüberliegenden 4 Zonen bestehen aus 2 Winkeleisen mit Stegblech (Abb. 78 S. 357), darüber nur aus 2 Winkeleisen. Ringe aus je einem Winkel-, Diagonalen aus je einem Flacheisen, letzteres auch für den Fufsring. Nutzlast der Zwischenböden 250 kg/qm.

Räumliches Fachwerk als Wasserturm Abb. 194 bis 196 S. 367.

Abb. 171.

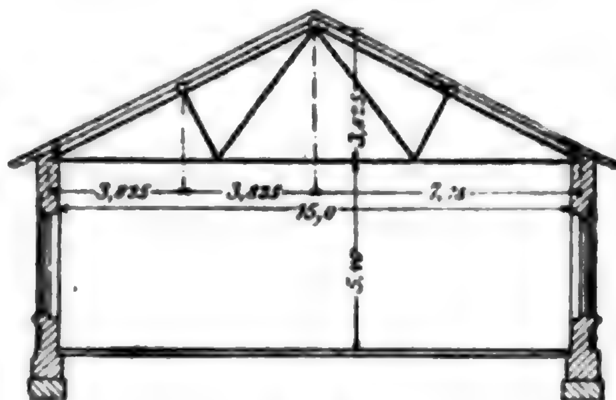
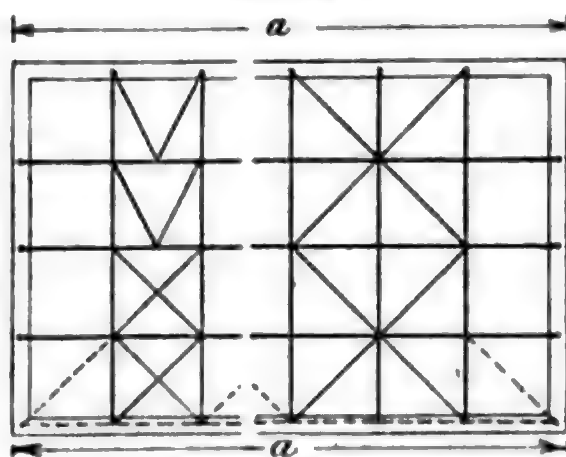


Abb. 172.



Kreuzverbände.

Fachwerkbinder werden in den Knotenpunkten der oberen Gurtungen paarweise durch Kreuzverbände verbunden. Sie wirken in Gemeinschaft mit ihren zugehörigen Pfetten (Steifen) und den Binderobergurten gegen Wind in der Längsachse des Gebäudes wie Gitterträger, wobei sie diese Windlasten in die Längsachse der Frontwände übertragen. Schon bei der Aufstellung der Binder ist rechtzeitiges Einziehen der Kreuzverbände notwendig.

Abb. 171 u. 172. Kreuzverband für einfachen Hallenbau. Erstes Feld am Giebel bleibt frei. Windverband im zweiten Felde vom Giebel und jedem zweitnächsten in K-Form, wenn eine Mittelversteifung der Pfetten erforderlich ist, sonst einfache Andreaskreuze, die sich über ein Feld oder auch zwei (rechts) erstrecken. Es ist auch zulässig, zwischen zwei Kreuzverbänden mehrere Felder offen zu lassen. Im äufsersten Falle befinden sich Kreuzverbände nur in den beiden vorletzten Binderfeldern nächst dem Giebel. Statische Berechnung der Kreuzverbände nur in besonderen Fällen üblich. Sind die Kreuze aus Flacheisen (50 · 7 bis 80 · 10 mm) oder Winkeleisen (50 · 50 · 7 bis 80 · 80 · 10), so führt man die Baulänge etwas zu kurz aus, wodurch das Einbringen der Diago-

nalen erst durch scharfes Dornen möglich wird. Oft auch einen Stab des Kreuzes aus L-Eisen, den anderen aus Flacheisen. Besseres Aussehen wird durch Rundeisendiagonalen (Durchm. 16 bis 26 mm) erzielt, die an ihren Endigungen (auch bei den Kreuzungspunkten) mittels Augen an den Anschlufsblechen (einfache oder doppelte) verschraubt werden; jede Diagonale erhält dann ein Spannschlofs (gewöhnlich Gasrohr) mit Links- und Rechtsgewinde. Kreuzverband in anderer Anordnung vgl. Abb. 69 S. 335.

Bei Gebäuden, deren Frontwände durch Scheidewände nicht oder nicht ausreichend gegen Winddruck gesichert sind, werden in beiden Randfeldern oder auch nur in einem Mittelfelde oft Windverbände zwischen den aussteifenden Giebel- oder den Scheidewänden durchgeführt, Abb. 172 punktiert.

Dehnfugen.

Bei zusammenhängenden Eisenkonstruktionen in Abständen von etwa 30 m anzuordnen. In der Längsrichtung der Gebäude wird von der Anlage einer Dehnfuge oft mit Recht abgesehen (vgl. Pfetten, S. 335).

Einzelheiten für einfache Binder und Kreuzverbände.

Abb. 173. Pfette liegt auf Binderrücken, anschliefsende Diagonalen aus Flacheisen.

Abb. 174. Pfette mit Holzaufsattelung am Obergurt durch besondere Winkellaschen verschraubt, Diagonalen aus Rundeisen. Abb. 175. Pfette mit Hülfe eines Wandgliedes befestigt.

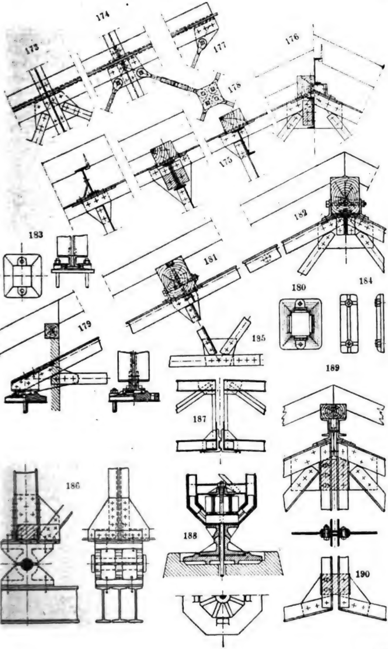
Abb. 176. Firstknotenpunkt, tiefliegende Pfette mit Holzaufsattelung, hochgestellte Pfette, Anschlufs des Kreuzverbandes nach Abb. 177.

Abb. 178. Kreuzungspunkt von Rundeisendiagonalen, mit Hülfe von Doppellaschen hergestellt. Spannschlofs aus Gasrohr.

Flacheisendiagonalen werden oft unter Vermeidung von Anschlufsblechen unmittelbar auf den Binderrücken verschraubt.

Frontwände bei kleinen Schuppenbauten $1\frac{1}{2}$ St. stark mit inneren oder äufseren Mauervorlagen bei den Binderauflagern. Aeufsere Vorlagen gewöhnlich mit Rücksicht auf künstlerische Durchbildung der Frontwände, innere Vorlagen wegen Störung bei Benutzung des Innenraumes nicht beliebt. Darum oft Wände von größerer Stärke (2 St. stark und mehr) und Weglassung der Vorlagen. Wind durch Binder in beide Frontwände zu übertragen, wenn sie durch Zwischen- und Giebelwände ungenügend ausgesteift sind.

Abb. 179 bis 185. Einzelheiten des Polonceaubinders (Abb. 171 S. 335), der hölzerne Pfetten aufweist. Sie werden auf dem Binderrücken und an Pfettenwinkeln verschraubt. Anordnung von Kreuzverbänden wird bei Einfügung besonderer eiserner Steifen möglich. Hier liegt unter der Mittelpfette Steife aus Winkeleisen (Abb. 181), unter der Firstpfette solche aus T-Eisen (Abb. 182). Auflagerungen nach Abb. 179 (180) u. 183 (vgl. Wandauflager S. 321 und Tragwerke S. 335). Abb. 184 gufseiserne Ankerplatte. Abb. 185. Knotenpunkt des Untergurtes, wobei zweckmäfsig der mittlere Stab nur aus einem Flacheisen besteht, das mit den Doppelflacheisen der äufseren Stäbe unmittelbar verlascht wird



Digitized by Google

Abb. 186 zeigt Kämpfergelenk zu Abb. 122 S. 346, Lager aus Gufseisen, Gelenkbolzen aus Stahl.

Abb. 187 u. 188 geben Einzelheiten zu Abb. 119 S. 345.

Seitenteile der Binder ruhen mit Kugelzapfenlagern auf Auflagerplatten und Betonfundamenten (Abb. 188), um beim Fahren des 25 t-Laufkranes Beweglichkeit in der Längsachse herbeizuführen. Im Untergurt liegendes Scheitelgelenk aus zwei Gufsstahlbacken gebildet (Abb. 187), wobei eine mit abgerundeter Knagge in entsprechenden Ausschnitt der zweiten eintritt, um Verschiebungen entgegenzuwirken. Genügende geringe Beweglichkeit im Scheitelgelenk vorhanden.

Abb. 189 u. 190 zeigen Ausführung eines oberen und unteren Scheitelpunktes für Dreigelenkbinder, wobei sich beide Binderhälften an den Obergurten mittels gekrümmt gestalteter Druckplatten gegeneinander lehnen. Sicherung gegen Verschiebung in lotrechter Ebene bewirken doppelte, in den Knoten der Ober- und Untergurte eingeschaltete Führungsbleche, die an einer Binderhälfte fest vernietet, mit der anderen lose verschraubt sind. Führungsbleche mit quer gerichteten Langschlitzlöchern. Aehnliche Einrichtungen bei Vermeidung von Gelenkbolzen auch für die Kämpfergelenke ausführbar.

Eigengewichte eiserner Dachkonstruktionen.

Eiserne Dachlatten aus ∟ 40 · 40 · 4 (35 · 35 · 4) für Falzziegeldeckung wiegen durchschnittlich 10, eiserne Sparren dazu bei üblicher Pfettenteilung 10 bis 12 kg/qm. Die Gewichte der Pfetten schwanken nach Art der Deckung und Gröfse des Einflufsfeldes zwischen 9 und 18, einschl. der Kreuzverbände zwischen 10 und 20 kg/qm, Bindergewichte für übliche Ausführungen und Stützweiten 20 bis 35, sonst bis 60 und mehr kg/qm Grundrifs.

Fachwerkwände.

Abb. 193 u. 194 zeigen Ausführungen von Eisenfachwerkwänden, deren Pfosten bei $^1/_2$ bis 1 St. Stärke aus I (⊏) 14 und

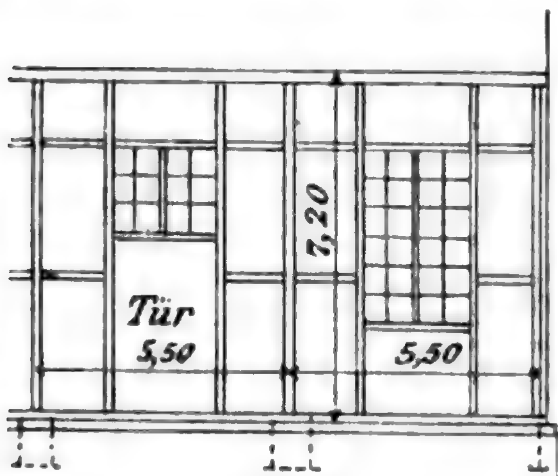


Abb. 193.

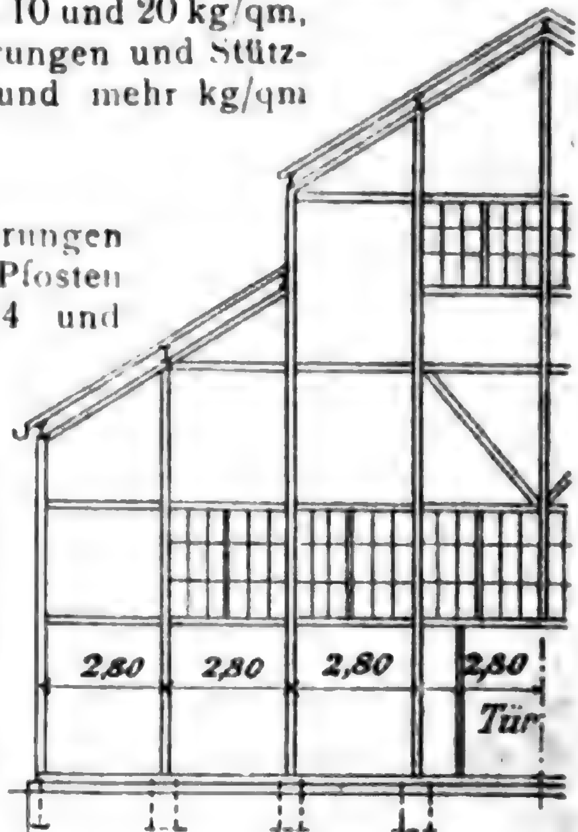


Abb. 194.

höheren Profilen gebildet werden. Bei Anordnung der Riegel ist die Möglichkeit guter Ausmauerung der Gefache zu berücksichtigen. Fufs-

leiste aus Winkeleisen in ganzer Länge der Frontwand durchlaufend. Abb. 195 zeigt Pfosten aus I-Eisen, wenn beiderseits volle Wände anschliefsen, Abb. 196 Pfosten aus [-Eisen bei Tür- bzw. Fensteröffnungen, endlich Abb. 197 einen aus 2 [-Eisen gebildeten Eckstiel. Abb. 198 Schnitt durch Frontwand. Seitliche Standfähigkeit der Wände wird erzielt entweder durch ihre Anlehnung an standfähige Innenkonstruktionen oder durch Einspannung der Fufspunkte der Pfosten auf geeigneten Fundamenten (Abb. 51 S. 330) oder durch Versteifung der Wände nach den Front- und Giebelwänden hin mit Hülfe besonderer zusammenhängender Windverbände.

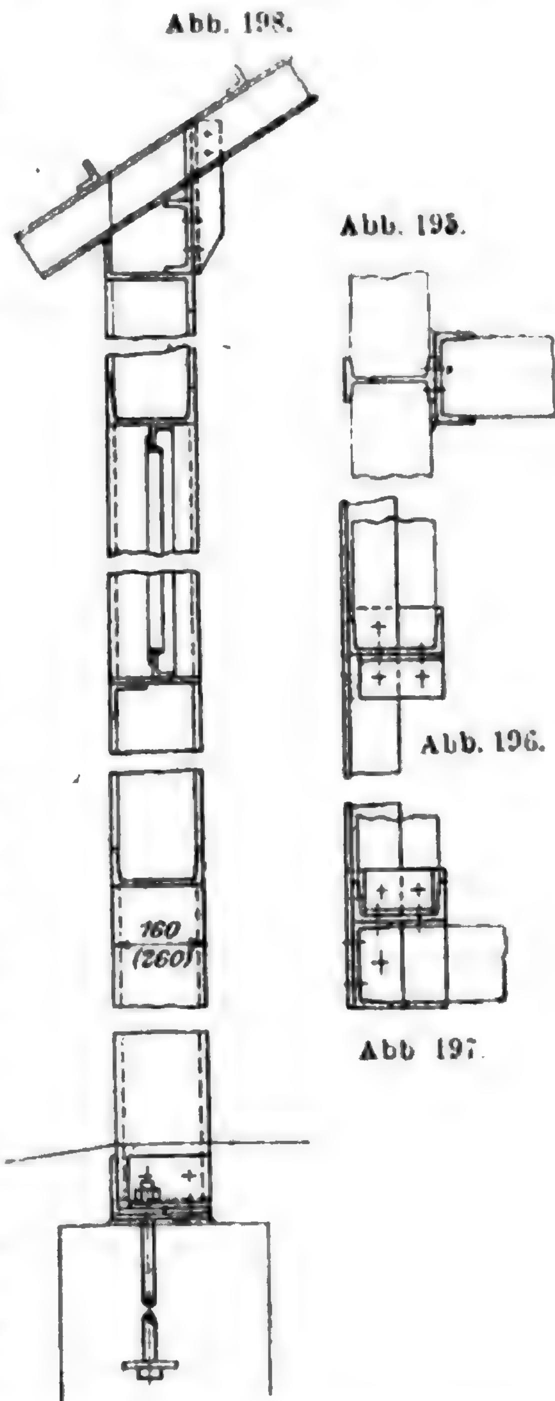


Abb. 198.
Abb. 195.
Abb. 196.
Abb. 197.

6. Bauten für besondere Zwecke.

a. Industriebauten.

Abb. 128 S. 360. Eisengiefserei (Ziv.-Ing. Oskar Leyde, Berlin). Dreischiffige Halle, mittlere 20,0 m weit und hoch, seitliche 10,0 m weit. Eigenartig ist die vollkommene Kranausrüstung der Mittelhalle und die Gewinnung der Seitensteifigkeit durch die Innenstützen, die an ihren Fufspunkten als eingespannt, oben hingegen als frei anzusehen sind.

Abb. 129. Montagehalle Karl Flohr-Berlin. Dreischiffige Halle, mittlere 20,0 m weit und 23,15 m hoch, Seitenhallen 15 m weit. Die Binderböcke der Seitenhallen, feste Fufspunkte innen, geben die Seitensteifigkeit. Mittelhalle mit Fachwerkbindern überdeckt, wie links dargestellt. Bessere Wirkung, aber kostspieliger bei Verwendung von Zweigelenkbogen, rechte Hälfte.

Abb. 130. Dreischiffige Montagehalle Steffens & Nölle, Berlin. Dreischiffige Halle, mittlere 20,0, äufsere 15,0 m weit. Seitensteifigkeit bewirken die Wandstiele (Fachwerk) der Binder über den Seitenhallen. Nur jedes zweite Bindersystem lastet innen auf Stützen (Abb. 130 S. 359 links), während die dazwischenliegenden auf Gitterträgern ruhen (Abb. 130 S. 359 rechts), welche die Innenstützen tragen.

Abb. 131. Dreischiffige Ausstellungshallen, die besondere Geräumigkeit der Mittelhalle bewirken sollen. Tragwerke der Seitenschiffe kragen in die Mittelhalle hinein, deren mittlere Dachteile

Abb. 128.*)

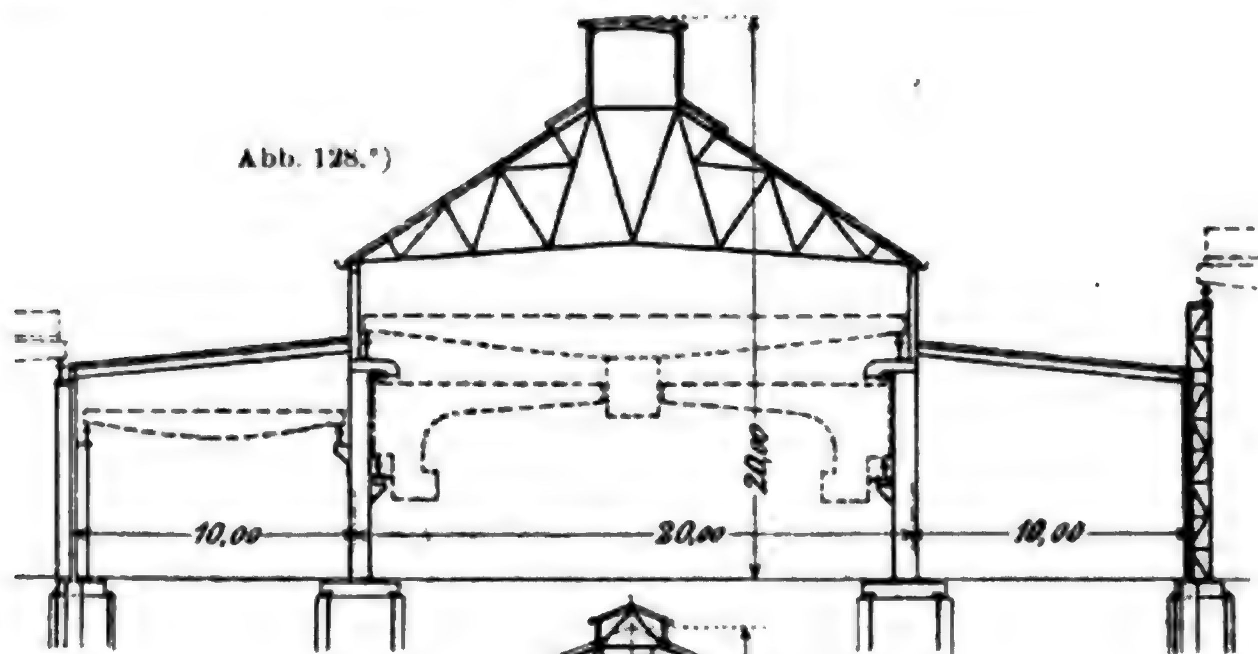


Abb. 129.*)

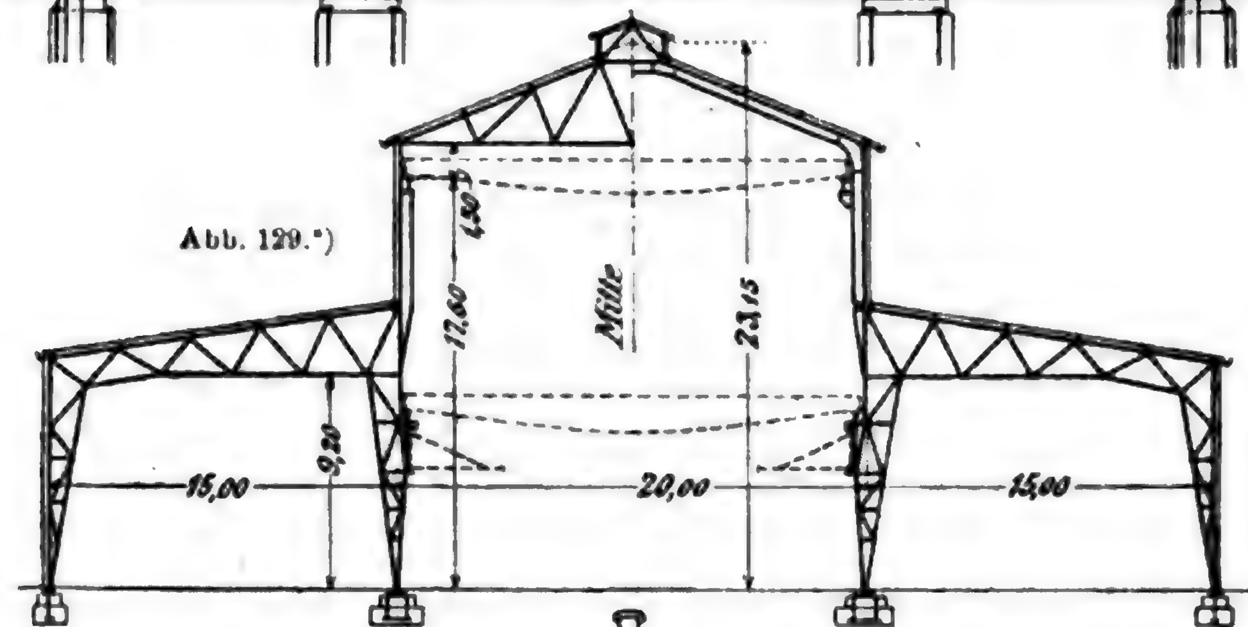


Abb. 130.

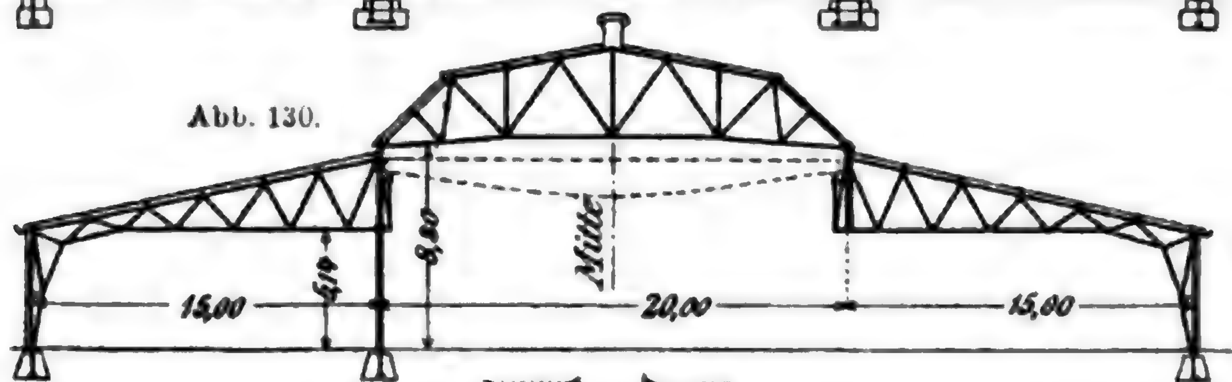
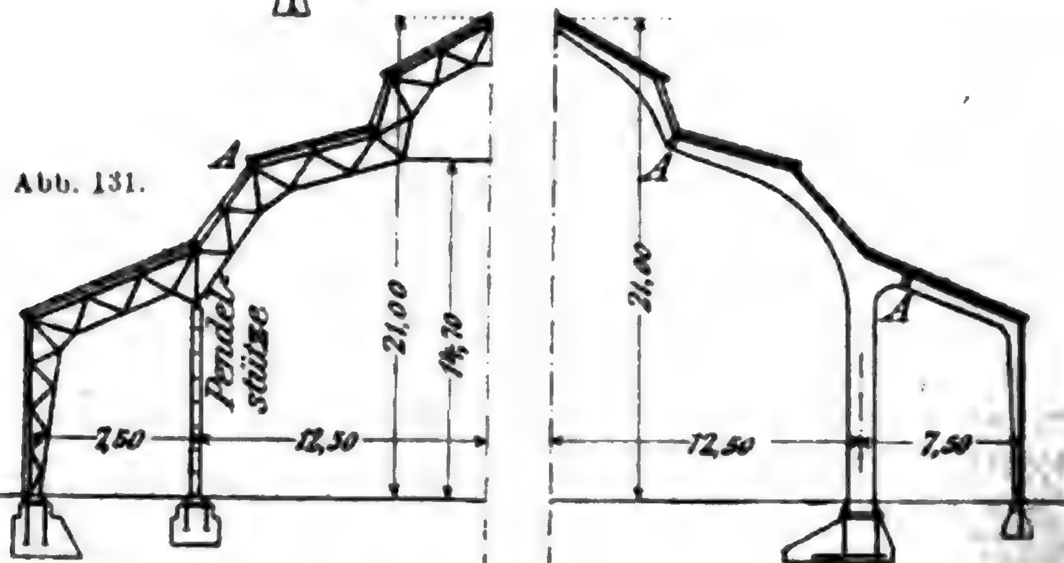


Abb. 131.



*) Ausgeführte Entwürfe des Verfassers.

Abb. 132.*)

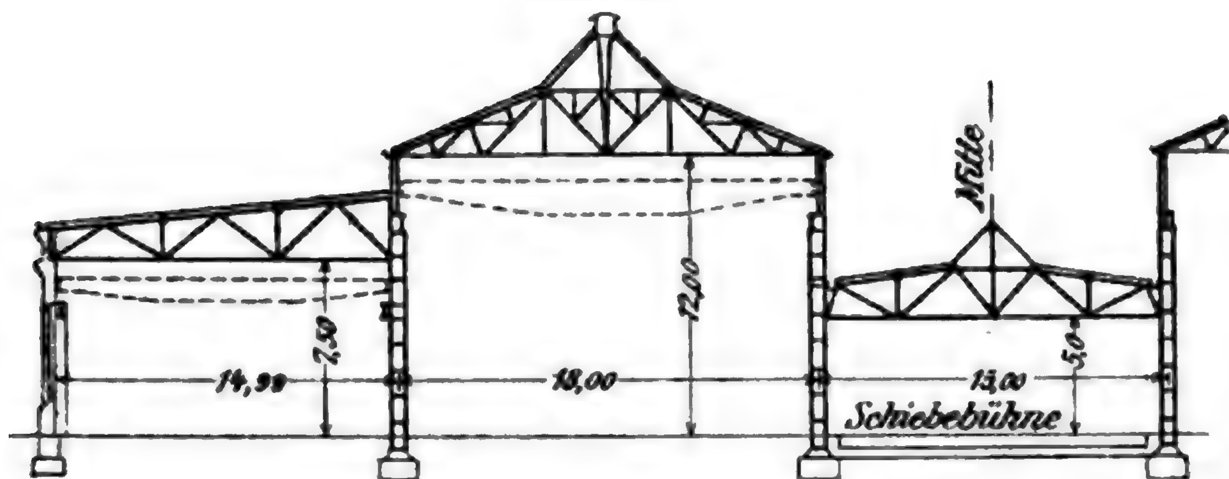


Abb. 133.

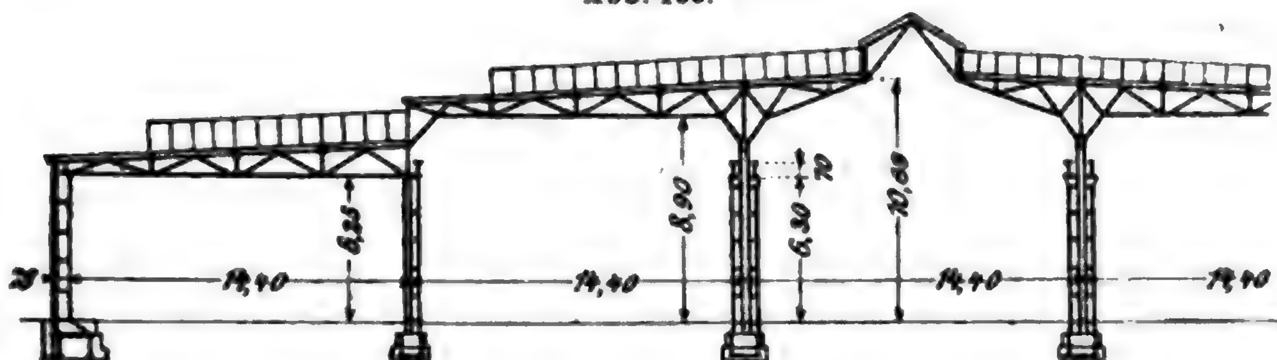


Abb. 134.*)

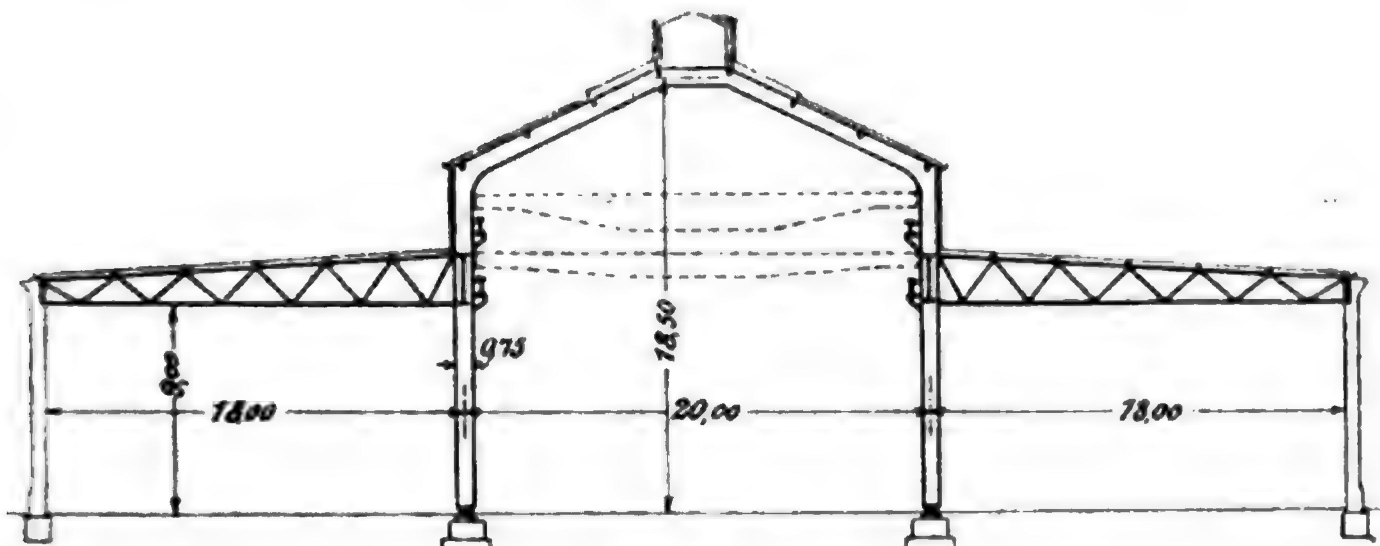
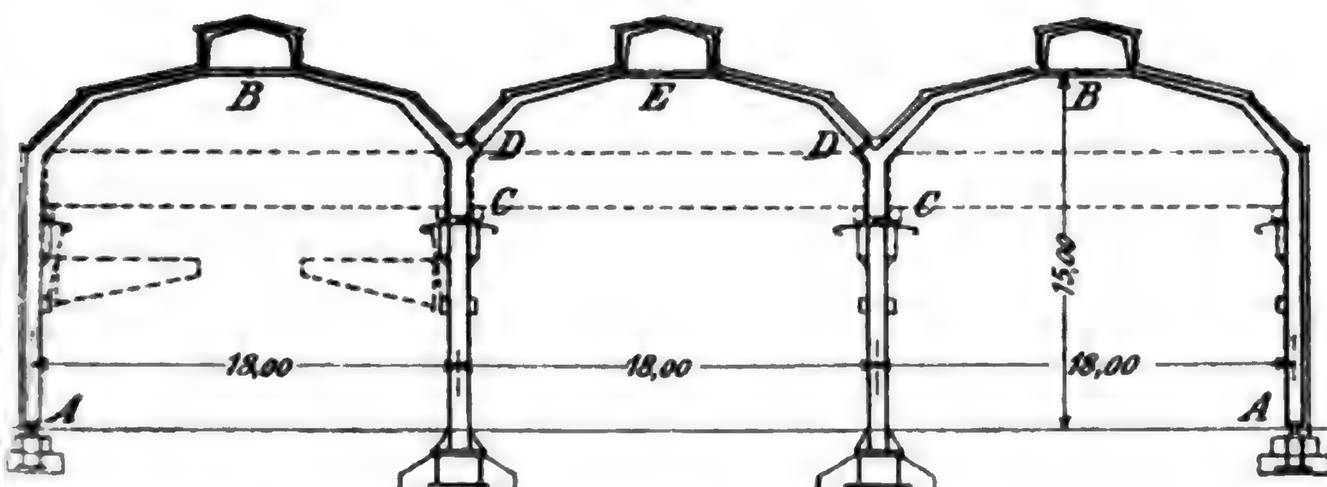


Abb. 135.



*) Ausgeführte Entwürfe des Verfassers.

Abb. 136.

Form a
Fettenabstand a = 1,40

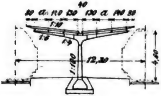


Abb. 140.

Form b
Fettenabstand b = 1,40

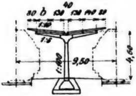


Abb. 137.

a = 1,60

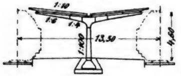


Abb. 141.

b = 1,60

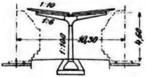


Abb. 138.

a = 1,90

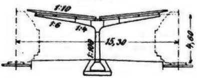


Abb. 142.

b = 1,90

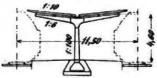


Abb. 139.

a = 2,10

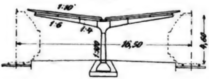


Abb. 143.

b = 2,10

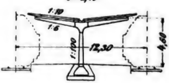


Abb. 144.

a = 1,40 bis 2,10

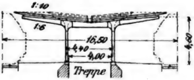
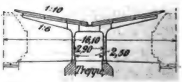


Abb. 145.

b = 1,40 bis 2,037

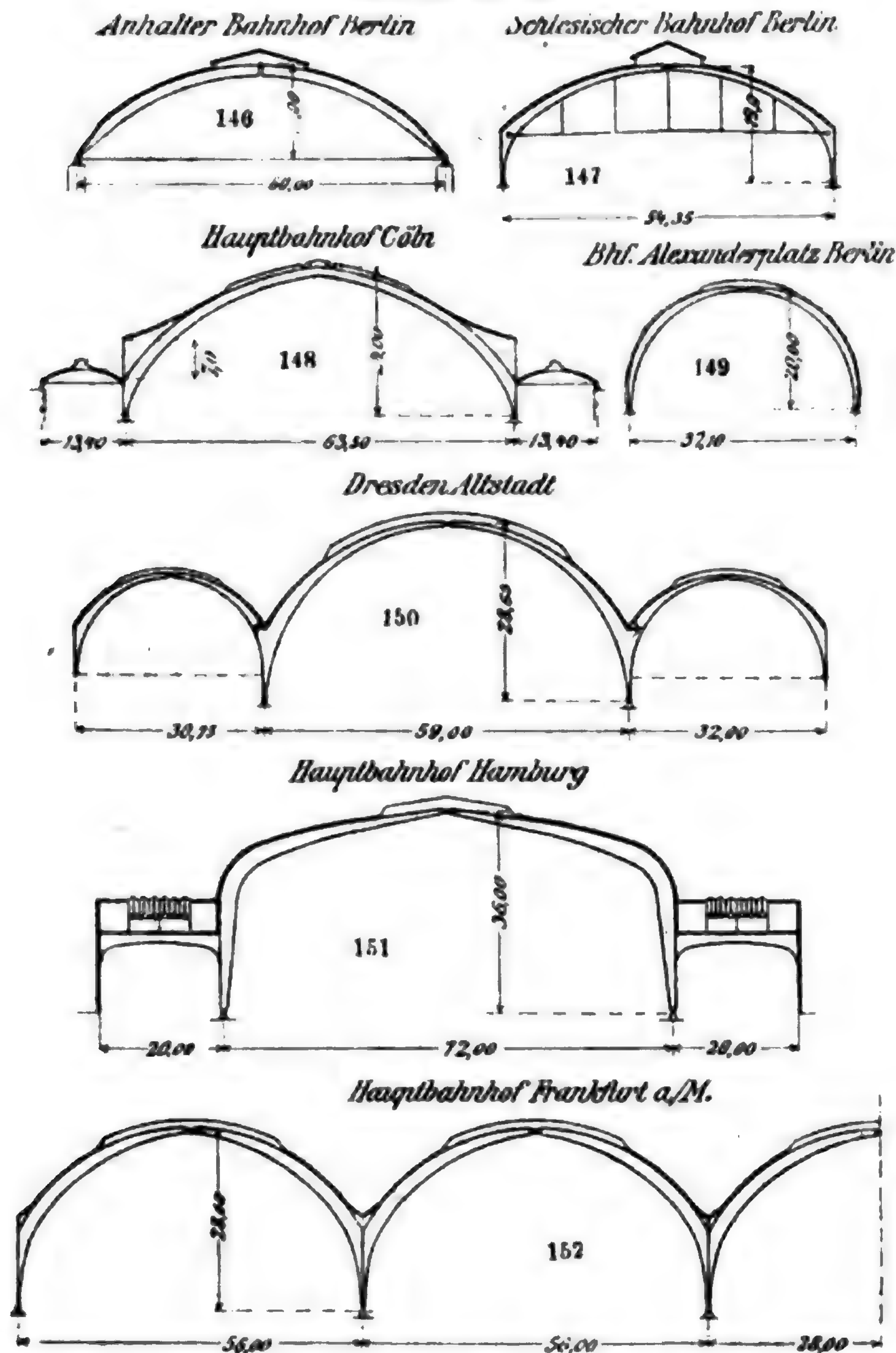


Digitized by Google

tragen. Seitensteifigkeit links (Fachwerk) an der Aufsenwand, rechts (Blechkonstruktion) an der Innenstütze bewirkt.

Abb. 132. Lokomotivfabrik der B. M. A. G. vorm. L. Schwartzkopff, Wildau. Fünfschiffige Halle, zwei äufsere mit Pult-, drei innere

Abb. 146 bis 152.



mit Satteldächern überdeckt. Dehnfugen bei der Mittelhalle, Innenstützen mit Fufsverankerung zur Erzielung der Seitensteifigkeit.

Abb. 133. Breslauer Akt.-Ges. für Eisenbahnwagenbau. Fünfschiffige Halle, wobei das Dach der Mittelhalle durch Binderauskragung

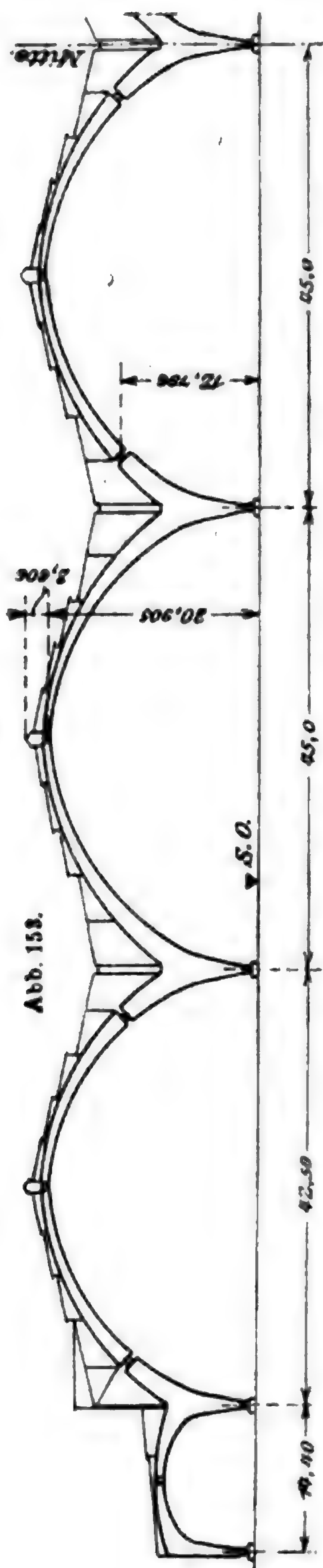


Abb. 153.

der beiden Nachbarhallen gebildet wird. Seitensteifigkeit erzielt durch Einspannung von Stützenfüfsen.

Abb. 134. Entwurf für Hammerschmiede. Dreischiffige Halle, die mittlere 20 m weite, vermöge eines in ganzer Höhe der Halle durchgehenden vollwandigen Zweigelenkbogens, die 18 m weiten Seitenhallen durch Gitterbänder für Pultdach gebildet.

Abb. 135. Mehrreihige Hallenbauten gleicher Form aus vollwandigen Gelenkbindern von 18 m Stützweite und 15 m Höhe. Aeufsere Hallen mit Gelenken bei *A*, *B* und *C* und inneren **Kragstücken** für mittleren Gelenkbinder *CDC*. Andere Gelenkanordnung im mittleren Teil möglich.

b. Bahnhöfe.

1. Ein- und zweistielige Bahnsteighallen. Abb. 136 bis 145 nach den Ausführungen der Eisenbahndirektion Berlin. Doppelpappdach Neigung 1 : 10, Gerbergelenkpfetten aus [Nr. 18, Rinnenpfetten aus 2 [Nr. 16. Kragarme und Ständer aus genietetem I-Querschnitt, Stegblech 10 mm stark und 4 Gurtwinkel 100 · 65 · 11 mm.

Einstielige Hallen. Zweiseitige Verjüngung der Ständerkanten nach oben 1 : 100. Einspannung der Ständerfüfse in Betonfundamenten.

Form a (Abb. 136 bis 139) bei Entfernungen der Gleismitten von 12,30 bis 16,50 m. Neigung der Unterkanten der Kragarme aufsen 1 : 6, innen 1 : 4. Ständerbreite oben noch 40 cm.

Form b (Abb. 140 bis 141) bei Entfernungen der Gleismitten von 9,50 bis 12,30 m. Neigung der Unterkanten der Kragarme nur 1 : 6. Ständerbreite oben 32 cm.

Zweistielige Hallen. Abb. 144 u. 145 in Portalform mit freier Fufsausbildung der Ständer. Abb. 144 für 16,50, Abb. 145 für 16,10 m Abstand der Gleismitten, von Stiel- zu Stielmitte 4,40 bzw. 2,90 m. Neigung der Unterkanten der Kragarme 1 : 6, Portale prismatisch.

2. Bahnhallen. Beschränkung auf einige bekannteste Hallen deutscher Staatsbahnen nach Hauptmafsen und Systemanordnungen.

Abb. 146 S. 363. Anhalter Bahnhof, Berlin. Doppel- oder Regelbinder (zwei Einzelbinder) in Dreigelenkform mit Zugband in Höhe der Auflager. Letztere liegen über den Hauptgesimsen der Frontwände, Abstand der Einzelbinder 3,50, der Regelbinder 14,0, Binderstützweite 60,0, Höhe 15,0 m. Hallenlänge 167,8 m.

Abb. 147. Schlesischer Bahnhof, Berlin. Dreigelenkbinder, Doppelträger mit tiefliegenden Stützpunkten, Stützweite 54,35, Konstruktionshöhe 19,0 m. Zugband in Hauptgesimshöhe, nach oben gekrümmt.

Abb. 148. Hauptbahnhof Cöln. Drei Tonnendächer mit gegliederten Zweigelenkbindern (doppelt), dem mittleren, 59,0 m Stützweite und 28,65 m Höhe, ohne, den äufseren, nur 13,40 m weiten mit Zugbändern. Besonders helle Tagesbeleuchtung erreicht durch 7 m hohe seitliche Glaswände der Mittelhalle neben Verglasung nahe First durch Dachlichtsättel. Abstände der Einzelbinder 0,8, der Regelbinder 8,5 m. Hallenlänge 255 m.

Abb. 149. Bahnhof Alexanderplatz, Berlin. Dreigelenkbinder (doppelt) von 37,1 m Weite und 20,0 m Höhe. Kein Zugband. Abstand für Einzelträger.

Abb. 150. Bahnhof Dresden-Altstadt. Dreischiffige Halle, mittlere 59,0 m weit und 28,65 m hoch, zwei 6 m höher liegende Seitenhallen 30,75 bzw. 32,0 m weit für Durchgangsverkehr. Dreigelenkbinder, doppelt, ohne Zugstangen. Abstand der Einzelträger 1,20, der Regelbinder 8,5 bzw. 10,0 m. Länge der Mittelhalle 174, der Seitenhallen 174 m.

Abb. 151. Hauptbahnhof Hamburg. Mittelhalle 72,0 m weit und 36,0 m hoch, Dreigelenkbinder (doppelt) ohne Zugband. Abstand der Einzelträger 1,0, der Regelbinder 15,5 m. Hallenlänge 173 m. Die beiden 20 m weiten Seitenhallen durch quergestellte Satteldächer überdeckt.

Abb. 152. Hauptbahnhof Frankfurt a. M. Drei gleiche Dreigelenkbogen (doppelt) von je 56,0 m Weite und 28,60 m Höhe, ohne Zugband. Abstand der Einzelträger 1,10, der Regelbinder 9,30 m. Hallenlänge 186,4 m.

Abb. 153. Hauptbahnhof in Leipzig. Sechs Hallen von 45,0 bzw. 42,5 m und zwei kleinere Hallen von 15 m Stützweite bei 13,65 m Binderteilung. Die Binder sind durch die aus der Abbildung ersichtlichen Gelenke in lauter Dreigelenke zerlegt. Dachfläche aus Doppelpappe auf Holzsparren und Drahtglas auf Rinnensprossen. Die Gitterpfetten, die über den Bindern liegen, haben gleichfalls schwebende Gelenke. In der Längsrichtung Portale und Windverbände in jedem 3. Feld.

c. Zusammengesetzte Ausführungen.

Abb. 191*) S. 366. Saal im Erdgeschofs des Seitenflügels des Hotels Esplanade, Berlin. Die hohen Innenlasten der Stockwerke, die über dem Saalgeschofs liegen, werden in der Saaldecke nicht wie üblich durch Kastenunterzüge und Säulen aufgenommen, die den Raum stark beeinträchtigen, sondern durch Gitterträger, die in den Scheidewänden in ganzer Höhe des 1. Stockes liegen. Unterstützung der Auf-

---

*) Deutsche Bauz. 1910 Nr. 6.

lager mittels eiserner, in den Frontwandpfeilern verborgener Stützen. Aehnliche Aufgaben oft so gelöst, dafs in Wänden verborgene Hängestangen die Lasten besonders starken Dachbindern zuführen.

Abb. 191.*)

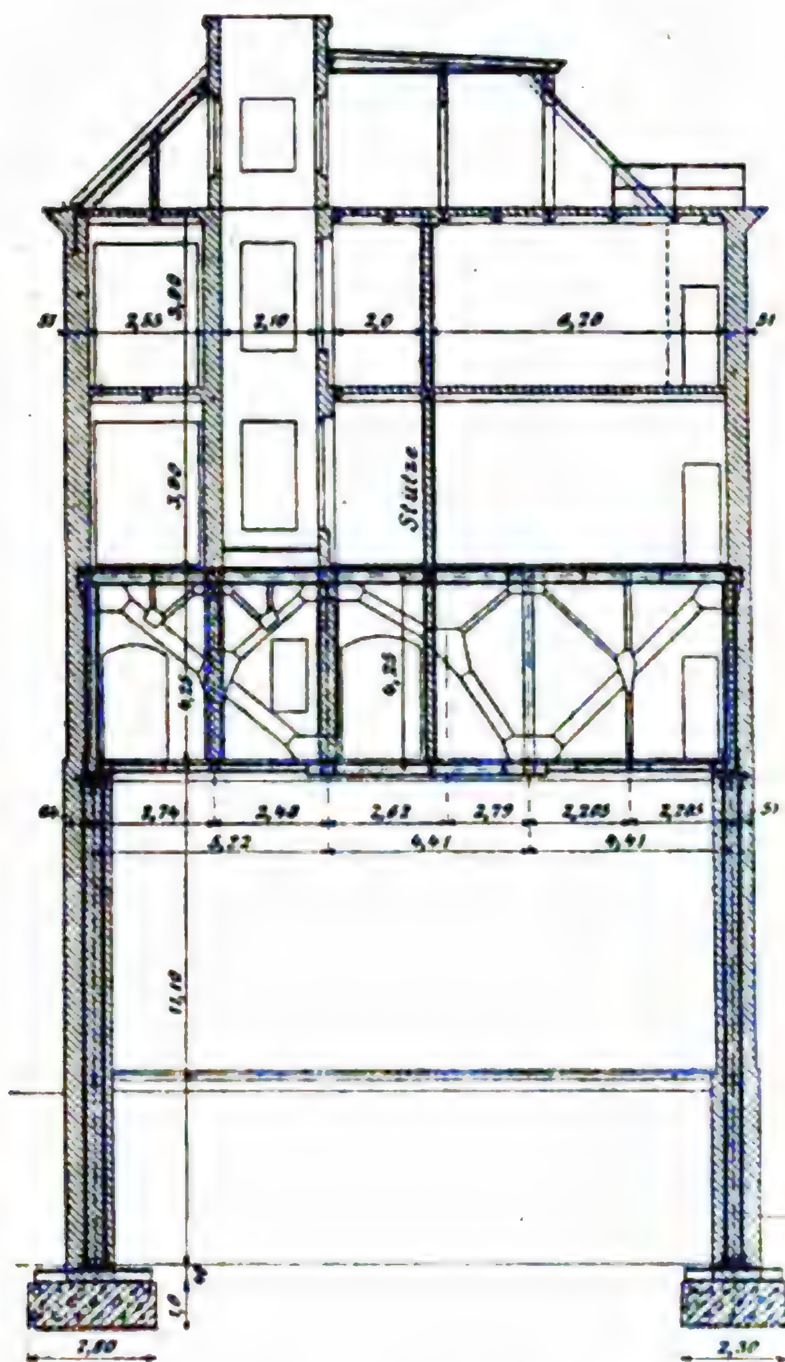
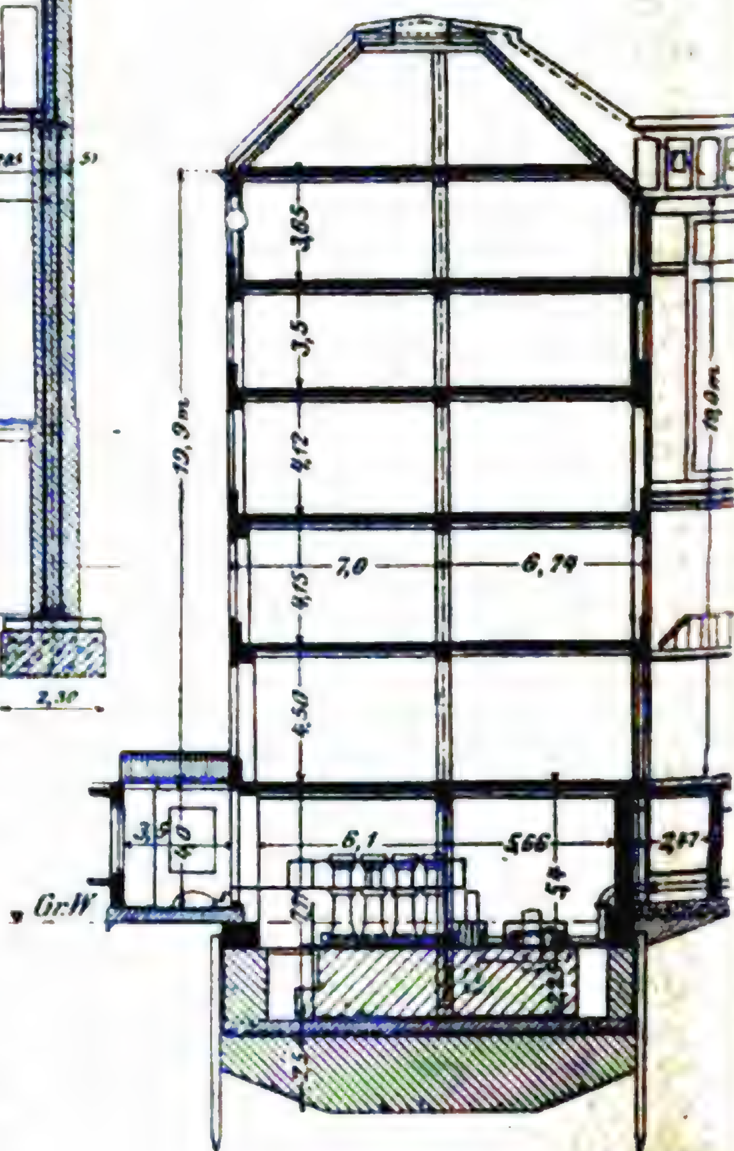


Abb. 192.**) Querschnitt eines Seitenflügels des Geschäftshauses Rud. Hertzog, Berlin, das für Aufnahme einer Dieselmotoranlage einen unter Hoffufsboden 10,8 m iefen Keller enthält. Grundwasserspiegel 6 m hoch über der Bausohle.

Ueber Ausführung der Abdichtung der Keller gegen Grundwasser vgl. Mauerkonstruktionen S. 286. Die für die Abdichtung nötige Unterlage in der Kellersohle (Schüttbeton) zeigt behufs Aufnahme

Abb. 192.*)



des Wasserauftriebes 2,5 m gröfste Stärke. Ausreichende Sicherheit tritt erst ein, wenn die Innensäulen auf gemeinsamen, der Frontwand parallel verlegten genieteten Kastenträger gestellt

*) Ausgeführte Entwürfe des Verfassers.

**) Vgl. Deutsche Bauz. 1908 Nr. 5/6 und 8.

Abb. 193.*)

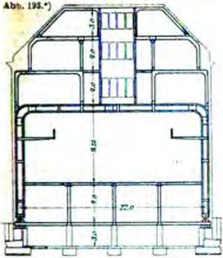


Abb. 194.*)

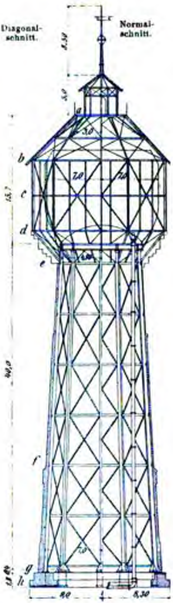


Abb. 195.*)

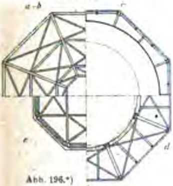
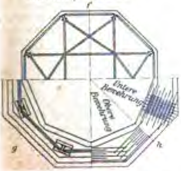


Abb. 196.*)



*) Ausgeführte Entwürfe des Verfassers.

Digitized by Google

werden, der die hohen Säulenlasten in ganzer Tiefe des Kellers auf die Sohlplatte verteilt.

Abb. 193 zeigt Lösung für Kinotheater der bei Abb. 191 vorliegenden Aufgabe durch Errichtung von Zweigelenkbogen, die das Gebäude, das Geschäftshaus am Potsdamer Platz in Berlin,*) in ganzer Weite überspannen. Aufnahme der Schübe durch die Unterzüge der Decke und des Fufsbodens im Erdgeschofs. Saalbau hat Rangkonstruktion, die von Auslegerträgern getragen werden, die ihrerseits an den Zweigelenkbogen angeschlossen sind. Die beiden über dem Saalbau liegenden Stockwerke nehmen Bureauzimmer auf, darüber Dachboden. Ein im mittleren Teil des Gebäudes in den drei oberen Geschossen angeordneter Lichtschacht gibt Anlafs zur Ausbildung z. T. besonders geformter Halbrahmen.

Abb. 194 bis 196. Wasserturm der Stadt Spandau. Achtseitiges Zeltdach mit Ziegeldeckung stützt sich auf die Eckpfosten des achtseitigen Behälterumbaues. Wände des letzteren 6 cm stark aus Eisenbeton oder 6,5 cm stark aus Ziegeln mit Eisenbewehrung, lehnen sich gegen die Eckpfosten und zwei Zwischenpfosten eines jeden Feldes. Wasserbehälter (Intzescher Bauart) für 1500 cbm Inhalt wiegt 60 t. Er stützt sich auf einen kreisrunden, 0,80 m hohen Blechträger, der mit 8 Hülfspfosten auf dem Turmunterbau steht. Gegen Kopfring *e*, der als Tropfboden ausgebildet ist, stützt sich unmittelbar das auskragende Geschofs *de* des Umbaues.

Der Turmunterbau hat 8 Stiele aus kastenförmigem, offenem Querschnitt, die Ringe in den Geschofshöhen sind fachwerkartig. Die Umfassungswände, Mauerwerk mit Eiseneinlage, haben unten 1½ St., oben ½ St. Stärke. Sie lehnen sich gegen das Eisengerüst, mit letzterem durch leichte Anker verbunden.

Fundament aus eisenbewehrtem Beton.

7. Türen, Tore und Fenster.

Nach Art und Baustoff mit Rücksicht auf klimatische Einflüsse (Temperatur, Niederschläge, Wind) zu entwerfen. Gufseisen springt bei grofsem Temperaturwechsel leicht, widersteht jedoch sauren Dämpfen (in Giefsereien, chemischen Fabriken) besser als Flufseisen. Dehnung des Eisens (1 mm für 1 lfd. m) Rechnung zu tragen, auch sonst angemessene Spielräume vorzusehen, besonders bei Türen im Falzschlufs und, wenn zweiflügelig, im Mittelbruch. Für schnellen Ablauf von Wasser (Regen-, Tau- und Schmelzwasser) — auch wegen Gefährdung durch Eisbildung — ist zu sorgen. Alle Rahmen möglichst steif auszubilden, damit bei schnellen Bewegungen alle Teile möglichst gleichmäfsig zum Anschlag kommen.

Türen und Tore.

Bekleidung des Eisengerippes mit Wellblech, auch mit gespundeten Brettern, die auf beiden Seiten Blechbeschlag erhalten. Guten Aussehens halber Bekleidung aufsen, Zwischenriegel und Verbände an der Innenseite. Diagonalen sind möglichst auf Zug zu bean-

*) Deutsche Bauz. 1912 Nr. 15.

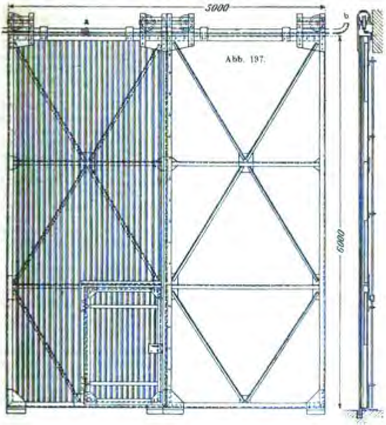


Abb. 197.

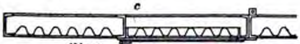


Abb. 198

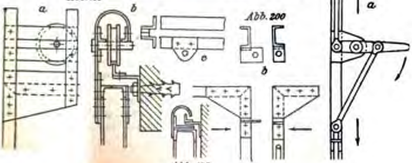


Abb. 200

Abb. 199

Digitized by Google

sprüchen. Für Schlupftür in grofsem Torflügel stets besonderer Rahmen erforderlich. Flügeltore für grofse Abmessungen weniger geeignet (40 kg/qm Gewicht), dort besser Schiebe- und Hubtore (20 bis 25 kg/qm).

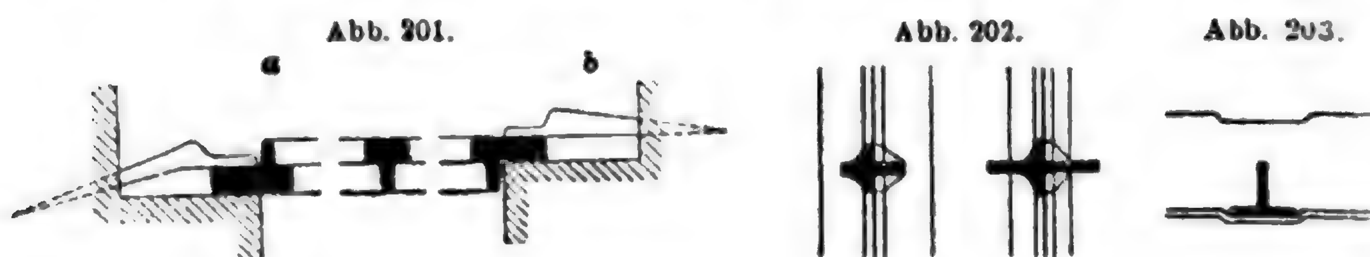
Abb. 197a bis c Ansicht, senkrechter und Querschnitt eines zweiflügeligen Schiebetores, 5 m breit, 6 m hoch, ein Flügel mit Schlupftür. Rahmen **[** 10, Zwischenriegel **[** $6^1/_2$, Wellblech 30 · 30 · 1 mm. Aufhängung jedes Flügels durch zwei Differentialrollen auf Laufschiene (**L** 50 · 50 · 9) und Stützschiene (**L** 90 · 90 · 12). Befestigung letzterer untereinander und der Stützschiene an Frontwand in Langschlitzlöchern, um genaue Montage zu ermöglichen (Führung und Stützung aus nur einem Flacheisen weniger geeignet). Bei gewählten Differentialrollen wickelt sich Umfang auf Laufschiene, Rollenzapfen wickeln sich in Langschlitzen der Torgehänge ab (keine Zapfenreibung), wodurch leichte Beweglichkeit der Flügel erreicht wird (Abb. 198a u. b). Untere Führung der Tore im Schlitz, der durch zwei in die Torschwelle eingelassene Winkeleisen gebildet wird.

Um bei Rollenbruch oder Ausspringen der Rollen ein Fallen der Flügel zu vermeiden, wird jeder durch zwei gebogene Hakenbleche (Abb. 199) gesichert. Verriegelungen möglichst einfach auszubilden.

Abb. 197b (4 Führungswinkel der Schubstange), Abb. 200a Hebelanordnung, Abb. 200b Verriegelung beider Flügel oben, Abb. 200c Flügel mit Schlagblech unten an Schlitzschiene verriegelt. Aufhängung derart einzurichten, dafs lotrechte Schwerebene des Tores in die Mittelebene der Rollen fällt.

Fenster.

Fenster aus Gufseisen (Abb. 201a u. b) ermöglichen leicht reichere Formgebung, als Massenartikel (Herdgufs) billig. Festigkeit gegen Stöfse beim Transport, Einsetzen usw. gering. Einfügung beweglicher



Flügel von gröfseren Abmessungen erschwert (Scheibenabmessungen 20 bis 25 cm). Bei Scheiben aus Drahtglas (von 66 cm Breite ab) nur Fenster aus Flufseisen. Bei letzteren Ausbesserungen und Veränderungen leicht möglich. Alle Fenster haben Unterlage für Kittfalz (Grundierung in Oelfarbe) in gleicher Ebene. Leicht zugängliche Fenster Kittfalz aufsen (Abb. 201a), sonst innen (Abb. 201b), was wegen Windgefahr oft Bohren von Splintlöchern in den Sprossenrippen und Verstiften nötig macht.

Fenster aus Flufseisen, bei kleineren Abmessungen aus Sprosseneisen (20 bis 50 mm hoch), die an den Kreuzungsstellen je in halber Höhe ausgeklinkt, bei gröfseren wird höhere Längssprosse ausgestanzt,

um niedrigere Quersprosse durchstecken zu können (Abb. 202). Bei Sprossen aus ⊥-Eisen wird entweder höhere Längssprosse an der Kreuzungsstelle gekröpft und dort zur Durchführung der Quersprosse ausgestanzt (Abb. 203), oder leichtere Quersprosse wird durch die Längssprossen unterbrochen, was Verlaschung notwendig macht (Abb. 204d). Ausgestanzte Kreuzungsstellen sind nach Zusammenfügen der Sprossen zu verstemmen.

Abb. 204.

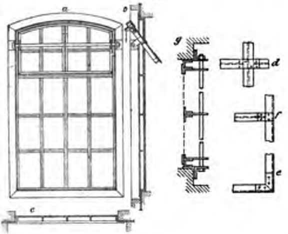
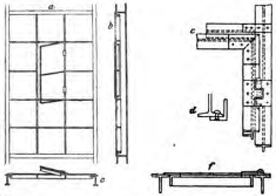


Abb. 205.



Bei grofsen Fenstern werden Unterabteile durch besondere feste Fensterkreuze (I- und ⊏-Eisen) geschaffen. Rahmen gewöhnlich aus halben Sprossen- oder Winkeleisen, mit denen die Sprossen durch vernietete Zapfen verbunden. Liegen die Fenster in besonderen Blind- oder Futterrahmen, welche die inneren Mauerkanten der Fensteröffnung säumen, so wird Dichtigkeit durch Einlagen von Gummischnur oder geölten Filzstreifen (besondere Nut) erlangt. Zur Lüftung gewöhnlich oberer Fensterteil als Kippflügel ausgebildet, der um seine Unterkante oder in anderer Höhe liegende wagerechte Achse (Abb. 204a bis g) drehbar ist. Diese Darstellung zeigt Blind- und Fensterrahmen aus Winkeleisen, Sprossen aus verlaschten ⊥-Eisen (Abb. 204d).

Abb. 204f Verbindung der Sprossen mit Rahmen, Abb. 204e Rahmenecke. Drehachse des Kippflügels oberhalb wagerechter

Digitized by Google

Schwerachse, wodurch Fenster selbständig schliefst. Verbindung des Drehhebels mit Fensterkreuz (2 Winkeleisen) Abb. 204b u. g.

Abb. 205a bis f kleineres Fenster für Eisenfachwerkwand, wobei besonderer Blindrahmen überflüssig. Drehflügel um lotrechte Achse drehbar. Rahmen aus Winkeleisen, an I- und [-Pfosten verschraubt (Abb. 205d). Sprossen wieder aus verlaschten ⊥-Eisen, Drehflügel Abb. 205e u. f.

Verglasungen vgl. Dachdeckungen, Glasdach S. 382.

8. Treppen.

Verwendung von Gufseisen nicht mehr üblich. Neigungsverhältnis der Treppenläufe nach der Regel, dafs zwei Steigungen und ein Auftritt ≷ 63 cm. Ueblich 2 . 18 + 27 cm. Die Stufenbauten bestehen entweder aus freitragenden Tritten (Abb. 207 bis 209), oder letztere sind durch besondere Setzstufen gestützt (Abb. 210 bis 212). Trittstufen aus Holz oder geriffeltem Eisenblech, Setzstufen aus 3 mm starkem Blech. Die Stufen setzen sich auf die Wangenträger (Querschnitte Abb. 206) in aufgesattelter (Abb. 209 u. 212) oder eingeschobener Bauart. Wangenträger, Bleche von 200 mm Höhe und 3 bis 10 mm Stärke, bei gröfseren Stützweiten mit Winkel- und Flacheisen gesäumt; Wandwangen, die am Mauerwerk gestützt werden, sind nur 60 mm hoch.

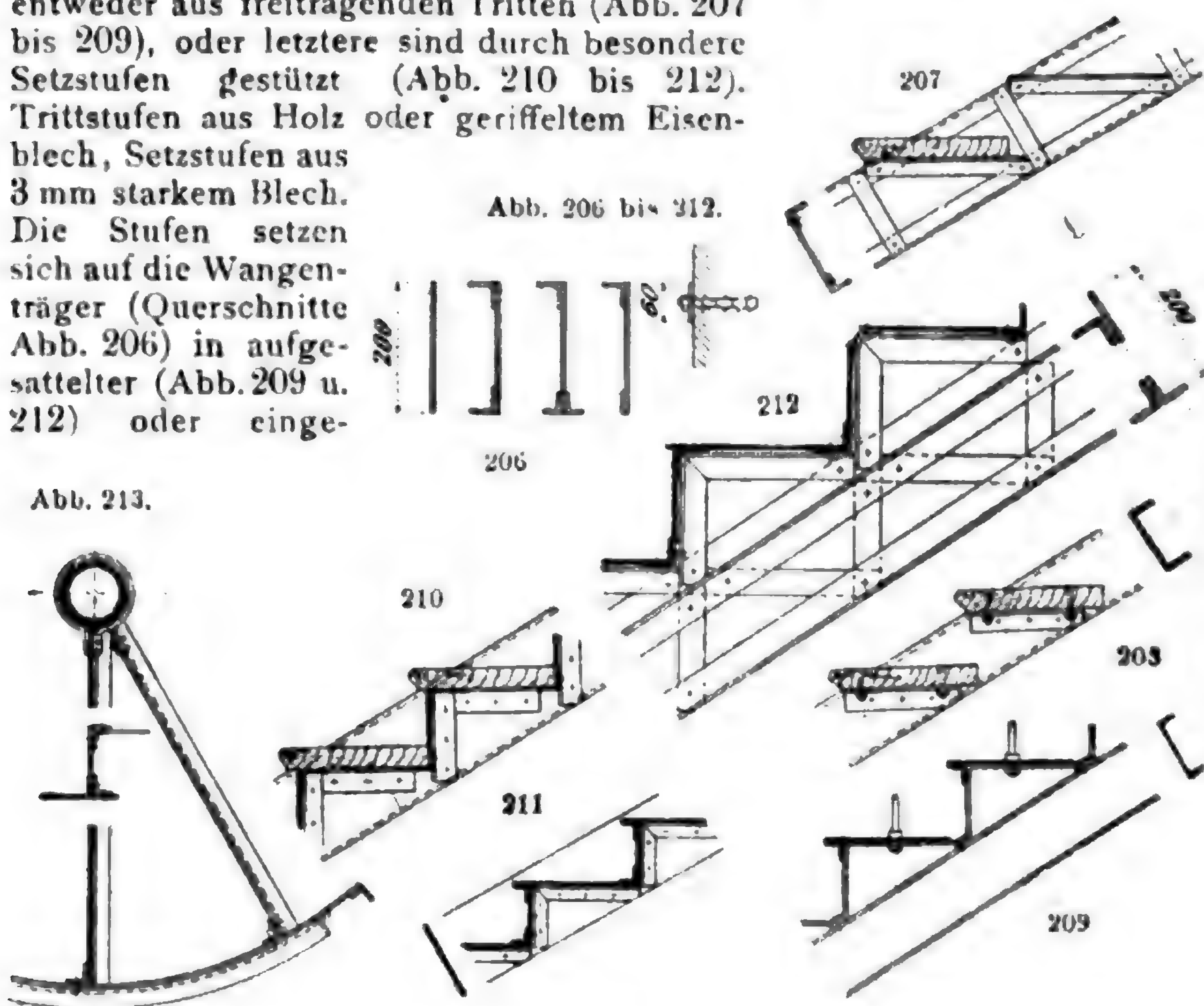


Abb. 206 bis 212.

Abb. 213.

Abb. 209 zeigt leichte Ausführung mit Aufsattelung durch Stufendreiecke aus 60 mm breiten Flacheisen, Abb. 212 schwere Ausführung für Fabriken, Wangenträger dabei als Gitterträger ausgebildet.

Treppen ohne Setzstufen sind wenig steif.

Abb. 213. Wendeltreppe mit hohler Spindel und Wangenträger aus Flacheisen, mit Winkeleisen gesäumt. Auftritt an der Spindelleibung nicht unter 10 cm, Stufenbreite bei notwendigen Treppen wenigstens 1 m, sonst 80 cm.

Bei allen Treppen Stützung der Wangenträger auf Wänden, Wechseln und Podestträgern.

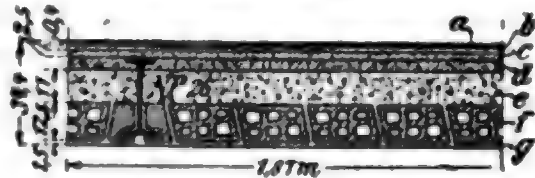
IV. Decken.

Uebliche Arten hölzerner und massiver Zwischendecken und ihre Eigengewichte aus dem Erlafs des preufsischen Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 31. Januar 1910 entnommen (S. 374 bis 380).

Vgl. auch amtliche Bestimmungen in Preufsen für die Berechnung und Ausführung von Decken mit Eiseneinlagen vom 21. Januar und 30. Juni 1909.*)

Es sei bemerkt, dafs die Massivdecken mit wagerechter unterer Begrenzung (Plattendecken) unterschieden werden in solche ohne und mit Eiseneinlage. Decken ersterer Art, gewöhnlich aus 10 cm starken vollen, porigen oder hohlen Deckensteinen gebildet, haben in der Regel bei 500 kg/qm Nutzlast bis 1,30 m zulässige Kappenweite (Trägerteilung). Besondere Ausführungen dieser Art die Förster-, Rheinische Formstein- und die Securadecke (Abb. 25).

Abb. 25.



Für die besonderen Arten aller Steineisendecken sind die Voutenplatte Nr. 17 (S. 376 u. 377) und die Kleinesche Steindecke Nr. 18 (S. 377) vorbildlich gewesen.

Abb. 26.

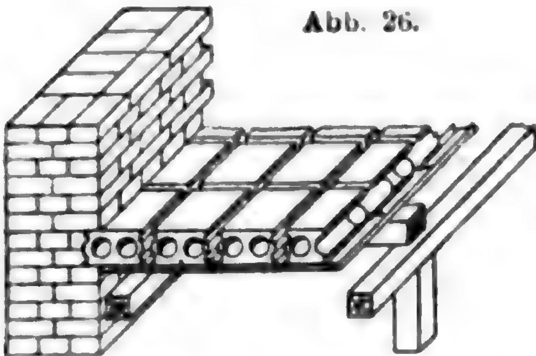


Abb. 27.

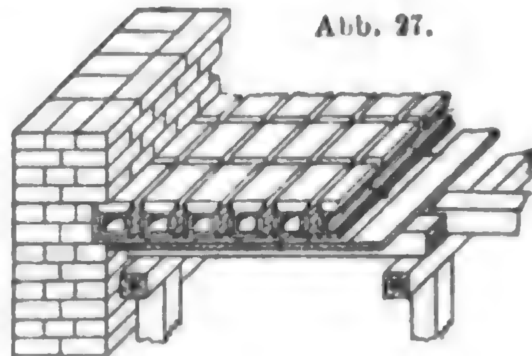


Abb. 26 Westphalsche Decke aus quadratischen Hohlziegeln mit kreuzweiser Eisenbewehrung und aufbetonierter Druckschicht zur Ueberspannung ganzer Räume.

Abb. 27 gleichartige Stegsteindecke von Höfchen & Peschke.

Decken von weiter Spannung weiterhin:

Abb. 28 u. 29 S. 380 Kohlmetzdecke, bei welcher stärkere Eiseneinlagen — niedrige Gitterträger aus Winkel- und Flacheisen — das Anhängen der Schalung und die Aufnahme der Baulasten gestatten.

*) Erschienen im Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W.

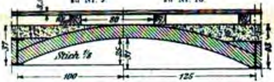
[Fortsetzung auf S. 380.]

Nr.	Benennung	Einzelteile	kg[1])	kg[2])
	1. Zwischendecken. a) Holzbalkendecken.			
1	Balkenlage mit gestrecktem Windelboden darüber, unter Annahme einer Entfernung der Balken von 1 m von Mitte zu Mitte und einer Stärke derselben von 24/26 cm	Balken 24/26 cm st. Schleetstangen 7 cm Durchm. . . . Lehm	41 25 160	
		zusammen	226	230
	zu Nr. 1. (Maße: 3,5; 26; 29; 100)			
2	Balkenlage mit Fußboden von 3,5 cm Stärke darüber	Balken 24/26 cm st. Dielen 3,5 cm st. .	41 23	
		zusammen	64	70
	zu Nr. 2. (Maße: 3,5; 26; 29; 100)			
3	Balkenlage mit Stülpdecke und Lehmschlag	Balken 24/26 cm st. Dielen 3 cm st. . Lehmschlag . . .	41 20 148	
		zusammen	209	210

Nr.	Benennung	Einzelteile	kg	kg
7	Balkenlage wie Nr. 5, jedoch oberhalb statt des Fußbodens mit einem 5 bis 7 cm starken Gips- oder Lehm-Estrich versehen	Balken 24/26 cm st. Stakhölzer 3 cm st. Latten 4/6 cm st. Lehmschlag 11 cm stark . . . . . Schalung 2 cm st. Estrich 7 cm st. . Rohrung und Putz	41 15 3 134 13 112 20	
		zusammen	338	340
8	Balkenlage mit ganzem Windelboden, unterhalb mit Lehm verstrichen, oberhalb mit 3,5 cm starkem Fußboden	Balken 24/26 cm st. Dielen 3,5 cm st. . Stakhölzer 4 cm Durchm. . . . Latten 4/6 cm st. . Lehmschlageinschl. der Stakhölzer 26 cm st. . . .	41 23 16 3 274	
	zu Nr. 8 (Maße: 3,5; 76; 26; 4/6; 29)	zusammen	357	360
	b) Gewölbte Decken.			
9	Preußische Kappen aus Hintermauerungssteinen bis zu 2 m Spannweite bei Abgleichung mit Koksasche und Holzfußboden	$^1/_2$ Stein starkes Gewölbe und Hintermauerung . . . Hinterfüllung mit Koksasche bis zur Unterkante der Lagerhölzer . . Lagerhölzer 10/10 cm st. bei 0,80 m Mittenabstand . Dielen 3,5 cm st. . Deckenputz . . .	245 42 8 23 20	
		zusammen	338	340 (370)[3])

zu Nr. 3.

zu Nr. 9. zu Nr. 10.



4	Balkenlage mit halbem Windelboden, bestehend aus Stakung mit Lehmstroh umwickelt oder aus Füllbrettern auf angenagelten Latten und aus Lehmschlag oder Sandschüttung, sowie einem 3,5 cm starken Fufsboden darüber	Balken 24/26 cm st.	41	
		Stakhölzer 3 cm st.	15	
		Latten 4/6 cm st. .	3	
		Dielen 3,5 cm st. .	23	
		Lehmschlag 11 cm stark	134	
		zusammen	216	220

zu Nr. 4.

5	Balkenlage wie vor, jedoch an der unteren Seite mit 2 cm starker Schalung, gerohrt und geputzt	Balken 24/26 cm st. usw. wie zu Nr. 4	216	
		dazu Schalung 2 cm stark	13	
		Rohrung und Putz	20	
		zusammen	249	250
6	Balkenlage wie Nr. 4, jedoch oberhalb statt des Fufsbodens mit einem 5 bis 7 cm starken Gips- oder Lehm-Estrich versehen	Balken usw. wie zu Nr. 4	216	
		ab die Dielen mit	23	
		bleiben	193	
		dazu Estrich 7 cm st.	112	
		zusammen	305	310

9a	Bei Abgleichung mit Sand statt mit Koksasche	340 + 50 =		390 (420)
	Bei Auffüllung bis zur Oberkante der Lagerhölzer:			
9b	mit Koksasche	340 + 65 =		410 (440)
9c	mit Sand	390 + 140 =		530 (560)
10	Preufsische Kappen wie Nr. 9 für mehr als 2,00 bis zu 2,50 m Spannweite	Gewölbe und Hintermauerung .	249	
		Hinterfüllung mit Koksasche bis Unterkante der Lagerhölzer . .	71	
		Lagerhölzer wie Nr. 9 . . .	8	
		Dielen wie Nr. 9 .	23	
		Deckenputz . . .	20	
		zusammen	371	370 (400)
10a	Bei Abgleichung mit Sand statt mit Koksasche	370 + 90 =		460 (490)
	Bei Auffüllung bis zur Oberkante der Lagerhölzer:			
10b	mit Koksasche	370 + 65 =		440 (470)
10c	mit Sand	460 + 140 =		600 (630)
11	Preufsische Kappen wie Nr. 9, jedoch aus Lochsteinen	Gewölbe und Hintermauerung . .	199	
		Hinterfüllung mit Koksasche bis Unterkante der Lagerhölzer . .	42	
		Lagerhölzer wie Nr. 9	8	
		Dielen wie Nr. 9 .	23	
		Deckenputz . . .	20	
		zusammen	292	290

[1]) Eigengewicht für 1 qm im einzelnen. — [2]) Eigengewicht für 1 qm im ganzen. — [3]) Nach preufsischem Ministerialerlafs vom 5. Januar 1912 ist Mauerwerk mit 1800 kg/cbm zu rechnen statt mit 1600. Hierfür die Klammerwerte.

Nr.	Benennung	Einzelteile	kg	kg
11 a	Bei Abgleichung mit Sand statt mit Koksasche	290 + 50 =		340
	Bei Auffüllung bis zur Oberkante der Lagerhölzer:			
11 b	mit Koksasche	290 + 65 =		360
11 c	mit Sand	340 + 140 =		480
12	Preufsische Kappen wie Nr. 10, jedoch aus Lochsteinen	Gewölbe und Hintermauerung . .	202	
		Hinterfüllung mit Koksasche bis Unterkante der Lagerhölzer . .	71	
		Lagerhölzer wie Nr 9 . . .	8	
		Dielen wie Nr. 9 .	23	
		Deckenputz . . .	20	
		zusammen	324	320
12 a	Bei Abgleichung mit Sand statt mit Koksasche	320 + 90 =		410
	Bei Auffüllung bis zur Oberkante der Lagerhölzer			
12 b	mit Koksasche	320 + 65 =		390
12 c	mit Sand	410 + 140 =		550
13	Preufsische Kappen wie Nr. 9, jedoch aus Schwemmsteinen oder porigen Lochsteinen	Gewölbe und Hintermauerung . .	153	
		Hinterfüllung mit Koksasche bis Unterkante der Lagerhölzer . .	42	
		Lagerhölzer wie Nr 9 . . .	8	
		Dielen wie Nr. 9 .	23	
		Deckenputz . . .	20	
		zusammen	246	250

c) Ebene Massivdecken

Die Eigengewichte sind in jedem Falle zu ermitteln.

Nachstehende Beispiele sollen als Anhalt dienen.

Nr.	Benennung	Einzelteile	kg	kg
16	Ebene Betondecke mit oder ohne Eiseneinlagen (Bauart Monier und ähnliche) bei Abgleichung mit Koksasche und Holzfufsboden	Platte bei 6 cm Stärke einschl. etwa vorhandener Eiseneinlagen .	144	
		Ueberfüllung mit Koksasche, etwa 14 cm st. . . .	98	
		Lagerhölzer 10/10 cm stark . . .	8	
		Dielen 3,5 cm st. .	23	
		Deckenputz . . .	20	
		zusammen	293	290
16 a	Bei Abgleichung mit Sand statt mit Koksasche	295 + 125 =		420
16 b	Für jedes cm Mehrstärke der Platte	Mehrgewicht . . .		25
17	Ebene eingespannte Eisenbetondecke mit voutenförmigen Verstarkungen an den Auflagern (Koenensche Voutenplatte und	Platte bei 10 cm Stärke einschl. Eiseneinlagen u. Voutenanschlüss.	270	

zu Nr. 16

13a	Bei Abgleichung mit Sand statt mit Koksasche	250 + 50 =		300
	Bei Auffüllung bis zur Oberkante der Lagerhölzer:			
13b	mit Koksasche	245 + 65 =		310
13c	mit Sand	300 + 140 =		440
14	Preußische Kappen wie Nr. 10, jedoch aus Schwemmsteinen	Gewölbe und Hintermauerung	155	
		Hinterfüllung mit Koksasche bis Unterkante der Lagerhölzer	71	
		Lagerhölzer wie Nr. 9	8	
		Dielen wie Nr. 9	23	
		Deckenputz	20	
		zusammen	277	280
14a	Bei Abgleichung mit Sand statt mit Koksasche	280 + 90 =		370
	Bei Auffüllung bis zur Oberkante der Lagerhölzer:			
14b	mit Koksasche	280 + 65 =		350
14c	mit Sand	370 + 140 =		510
15	Decke in Gewölbeform aus Zement-Kiesbeton bis zu 1,50 m Spannweite, sonst wie Nr. 9	Kiesbeton	220	
		Hinterfüllung mit Koksasche bis Unterkante der Lagerhölzer	53	
		Lagerhölzer wie Nr. 9	8	
		Dielen wie Nr. 9	23	
		Deckenputz	20	
		zusammen	324	330
15a	Bei Abgleichung mit Sand statt mit Koksasche	320 + 70 =		390
	Bei Auffüllung bis zur Oberkante der Lagerhölzer:			
15b	mit Koksasche	320 + 65 =		390
15c	mit Sand	390 + 140 =		530

	ähnliche Deckenarten) mit Sandüberfüllung und Linoleumbelag auf Estrich	Sandüberfüllung 5 cm stark	80	
		Estrich 2,5 cm st.	55	
		Linoleum 4 mm st.	5	
		Deckenputz	20	
		zusammen	430	430

zu Nr. 17.

18	Ebene Ziegeldecke mit Eiseneinlagen (Bauart Kleine und ähnliche) aus Schwemmsteinen in Zementmörtel, mit Ueberfüllung von Koksasche und Holzfußboden	Deckenplatte aus Schwemmsteinen 12 cm st. einschl. der 1/35 mm st. Bandeiseneinlag.	125	
		Ueberfüllung mit Koksasche 10 cm stark	70	
		Lagerhölzer 10/10 cm stark	8	
		Dielen 3,5 cm st.	23	
		Deckenputz	20	
		zusammen	246	250

zu Nr. 18.

Digitized by Google

Nr.	Benennung	Einzelteile	kg	kg
18a	Bei Ueberfüllung mit Sand statt mit Koksasche	250 + 90 =		340
19*)	Ebene Ziegeldecke mit Eiseneinlagen wie vor, jedoch aus porigen Hohlsteinen, bei Auflagerung der Platte auf Betonkonsolen, einschl. Ueberfüllung mit Kohlenschlackenbeton und Linoleumbelag auf Estrich (die Träger sind hierbei mit Kiesbeton zu ummanteln)	Deckenplatte 10 cm stark, aus porigen Hohlsteinen in Zementmörtel einschliefsl. der 1/35 mm st. Bandeiseneinlagen u. der konsolartigen Auflager . . .	115	
		Ueberfüllung mit Kohlenschlackenbeton 5 cm st. .	50	
		Estrich 2 cm st. .	44	
		Linoleum 4 mm st.	5	
		Deckenputz . . .	20	
		zusammen	234	230
19a*)	Für jedes cm Mehrstärke der Platte	Mehrgewicht . . .		10
20*)	Ebene Ziegeldecke mit Eiseneinlagen aus vollen Hartbrandsteinen 1/2 Stein st. mit Ueber-	Platte aus Hartbrandsteinen in Zementmörtel		

zu Nr. 19.

Kohlenschlackenbeton
Linoleum
Estrich

Nr.	Benennung	Einzelteile	kg	kg
22*)	Ebene Ziegeldecke ohne Eiseneinlagen (Bauart Förster und ähnliche) aus porigen Hohlsteinen mit quer zur Trägerrichtung verlegten, einander stützenden Ziegelreihen, 10 cm stark, einschl. Ueberfüllung mit Koksasche und Holzfufsboden	Platte aus porigen Hohlsteinen in Kalkzementmörtel 10 cm stark . .	100	
		Ueberfüllung mit Koksasche 10 cm stark	70	
		Lagerhölzer 10/10 cm stark . . .	8	
		Dielen 3,5 cm st. .	23	
		Deckenputz . . .	20	
		zusammen	221	220
22a*)	Für jedes cm Mehrstärke der Platte	Mehrgewicht . . .		10
22b*)	Bei Ueberfüllung mit Sand statt mit Koksasche	220 + 90 =		310
23*)	Ebene Ziegeldecke ohne Eiseneinlagen (Securadecke und ähnliche) aus porigen Hohlsteinen und schrägem, parallelem oder zentralem Fugenschnitt, gewölbartig wirkend, 13 cm st., bei Abgleichung	Platte aus porigen Hohlsteinen in Zementmörtel 13 cm stark . . .	140	
		Ueberfüllung mit Koksasche 10 cm stark	70	

zu Nr. 22.

	füllung aus magerem Beton und Fliesenbelag (für Durchfahrten und befahrbare Hofkeller)	einschl. der 1/35 mm st. Eiseneinlagen	220		
		Magerer Beton 10 cm stark . . .	190		
		Fliesen in Zementmörtelbettung 6 cm stark . .	126		
		zusammen	536	540	
21 *)	Ebene Ziegeldecke wie vor, jedoch $^1/_4$ Stein st. (als unbelastete Decke ohne Ueberfüllung und Fußboden)	Platte aus Hintermauerungssteinen in Zementmörtel einschl. der 1/25 mm st. Eiseneinlagen	106		
		Deckenputz . . .	20		
		zusammen	126	130	

zu Nr. 20.

Fliesen — Beton

zu Nr. 21.

	mit Koksasche und Holzfußboden	Lagerhölzer 10/10 cm stark . . .	8		
		Dielen 3,5 cm st. .	23		
		Deckenputz . . .	20		
		zusammen	263	260	
23 a*)	Bei Ueberfüllung mit Sand statt mit Koksasche	260 + 90 =		350	
24 *)	Ebene Ziegeldecke wie vor, jedoch 17 cm st., mit Fliesenbelag in Zementmörtel oder Terrazzofußboden	Deckenplatte aus porigen Hohlsteinen in Zementmörtel 17 cm stark	179		
		Fliesenbelag oder Terrazzofußboden	60		
		Deckenputz . . .	20		
		zusammen	259	260	
24 a*)	Dieselbe bei 22 cm starker Platte	260 + 40 =		300	

zu Nr. 23.

zu Nr. 24.

*) Nach preußischer Verfügung vom 14. Januar 1913 sind 140 statt 115 kg, also etwa 20 % mehr anzusetzen, wenn Vollaufen der Hohlräume mit Mörtel nicht sicher vermieden wird.

Abb. 30 u 31 Koenensche Plandecke aus Beton, die für zahlreiche Arten auch aus Ziegeln gebildeter Stegdecken vorbildlich. Die

Abb. 28.

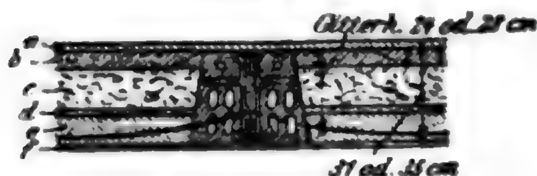


Abb. 29.

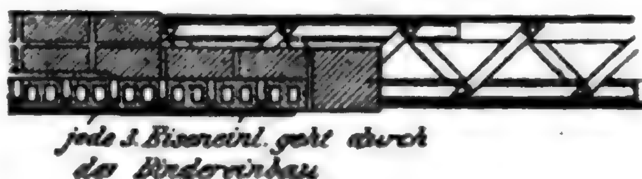


Abb. 30.

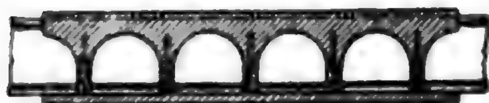
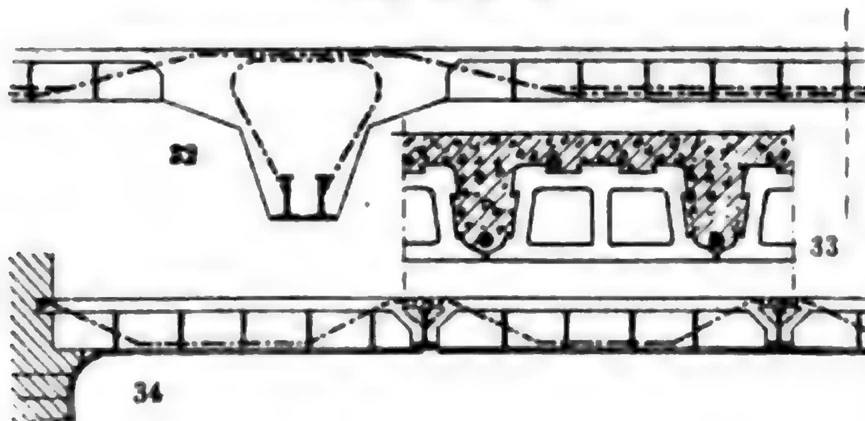


Abb. 31.

Abb. 32 bis 34.



Hohlräume dienen zur Dämpfung des Schalles, Wärmehaltung und Verminderung des Deckengewichtes. Bei den Betonstegdecken werden die Hohlräume häufig aus Rohrzellen, das sind aus Brett- oder Lattenlehren und daran befestigtem Rohrgewebe gebildete, auch durch Betonhohlkörper (Zylinderstegdecken) gebildet.

Die Siegwart-Balkendecke besteht aus fabrikmäfsig hergestellten, im Bau einfach nebeneinander zu verlegenden hohlen Eisenbetonbalken.

Bauart Pohlmann. Die Balken erhalten als Einlagen die sog. Bulbeisen, die gleichen Nebenzwecken dienen wie die Gitterträger bei Abb. 29 u. 30. Platten zwischen den Balken aus Beton mit Eiseneinlage in Art der Voutenplatte. Neuerdings auch aus porösen Hohlsteinen mit Druckzone aus Beton und Eiseneinlage in den Stegen (Abb. 32 bis 34). Die Stege der Bulbeisen haben Löcher zur Einbringung von Schlingen, die zur Aufnahme von Schubspannungen dienen.

Neuerdings da, wo Erstehungskosten nicht zu hoch, Decken aus Schwemmsteinen (in Art von Kleine) wegen vorzüglicher Eigenschaften sehr in Geltung.

V. Dacheindeckungen.

Arten und Gewichte der Dachdeckungen wieder aus der unter IV. Decken angeführten Verordnung entnommen (S. 384 bis 387).

Zur näheren Erläuterung der in der Verordnung angeführten Deckungsarten dient nachfolgendes:

Abb. 28 S. 381 Aufsicht der Firsteindeckung zu 1 der Verordnung.

Abb. 28 bis 41.

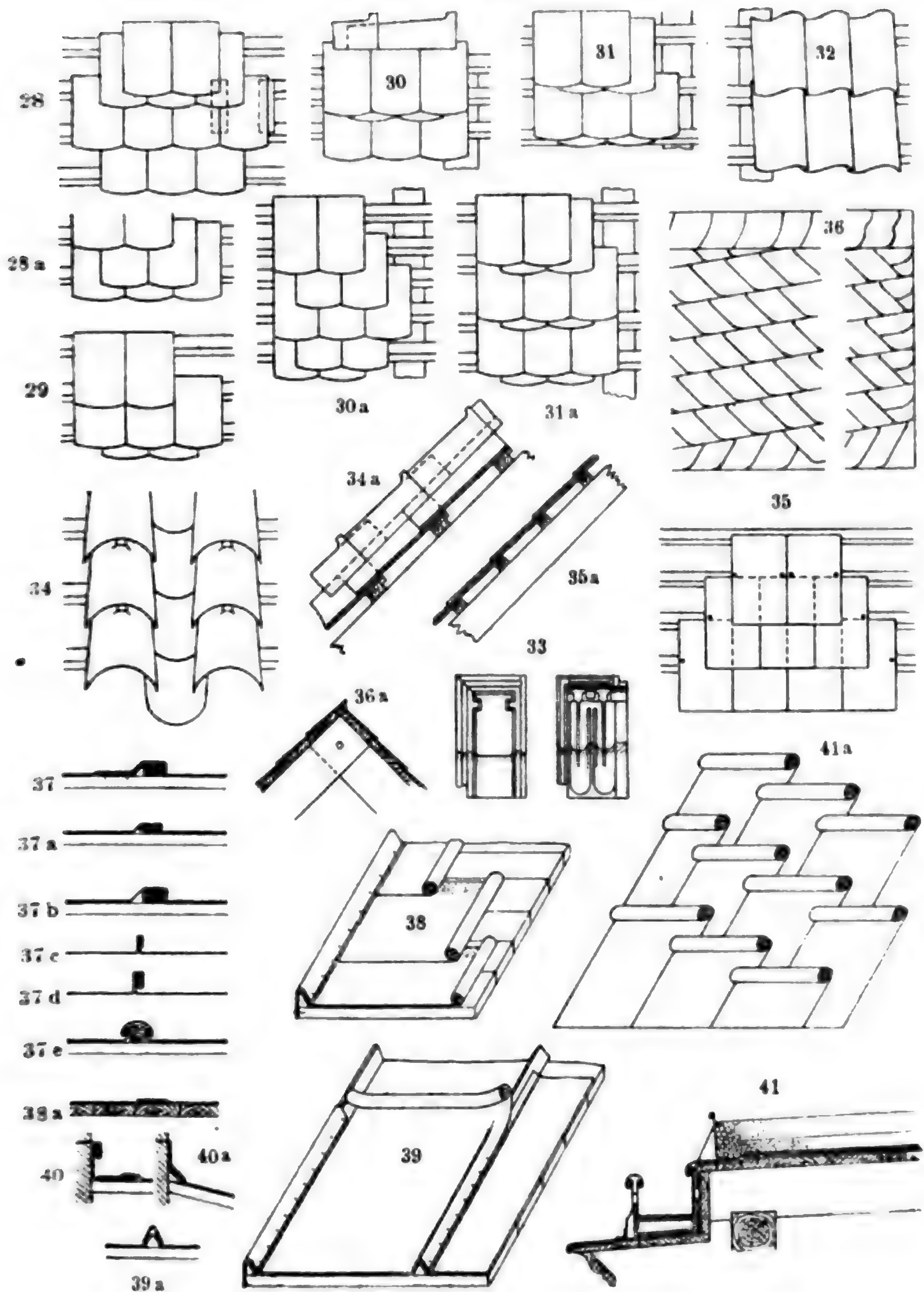

28
28 a
29
30
30 a
31
31 a
32
33
34
34 a
35
35 a
36
36 a
37
37 a
37 b
37 c
37 d
37 e
38
38 a
39
39 a
40
40 a
41
41 a

Abb. 28a u. 29 S. 381 dsgl. Traufe, wobei Reiheneindeckung nach Abb. 29 vorzuziehen ist, weil Wasser mehr in der Steinmitte abfliefst und die Fuge weniger auswäscht. Holzspliefse vorteilhaft zu imprägnieren, besser Streifen aus Dachpappe zu verwenden. Diese Deckung nur für untergeordnete Gebäude geeignet.

Abb. 30 S. 381 First, Abb. 30a S. 381 Traufe zu 2.

Abb. 31 S. 381 First, Abb. 31 a Traufe zu 3 (auch Ritterdach genannt).

Abb. 32 S. 381 Aufsicht zu 4.

Abb. 33 S. 381 Ziegel zu 7.

Abb. 34 u. 34a S. 381 Aufsicht und Schnitt zu 8.

Abb. 35 u. 35a S. 381 Aufsicht und Schnitt zu 11.

Abb. 36 u. 36a S. 381 Aufsicht und Firstschnitt zu 13.

Abb. 37 bis 37e S. 381 Schnitte zu 15 und 16. Falzungen nach Abb. 37, 37b u. 37e besonders empfehlenswert.

Abb. 38 S. 381 Teerpappdach, Bahnen parallel der Traufe, Abb. 38a S. 381 Stofs einer Lage. Abb. 39 S. 381, Teerpappdach, Bahnen senkrecht zur Traufe (Leistendeckung), Anordnung besonderer Deckkappe nach Abb. 39a vorzuziehen.

Abb. 40 S. 381 Anschlufs des Pappdaches an Wände durch Zinkblech, Abb. 40a S. 381 dsgl. mit besonderer Kehlleiste (bessere Anordnung).

Abb. 41 S. 381 Schnitt zu 21 mit Rinnenanordnung, Abb. 41a S. 381 Anordnung der Pappbahnen zu 21.

Verglasungen.

Glassorte	Geblasenes Glas			Gegossenes Glas						
Stärke . . . mm	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Sprossenweite . cm	35	45	55	60	70	75	80	85	90	95

Gangbare Sorten des gegossenen Glases 1,5 qm, äufserst 2 qm Fläche.

Feuersicheres Drahtglas bei 6 bis 8 mm Stärke 66, 69, 72, 75 (bis äufserst 81) cm Tafelbreite und 3 qm gröfster Fläche.

Sprosseneisen nach Abb. 42 einfache ⊥-Sprosse, Abb. 43 Mannstaedt-⊥-Sprosse, Abb. 44 Sprosse aus Grubenschiene und die für Ableitung von Niederschlagwasser (Folge von Undichtigkeit) und Schweifswasser mit Rinnen versehenen ganzen und halben Mannstaedtsprossen Abb. 45 u. 46. Abb. 47 genietetes Sprosseneisen mit Zinkmantel, der Abwasserrinnen enthält. Zur Ableitung des Schwitzwassers unterer Rand des in der Dachfläche liegenden Scheibenstofses schräg zur Seitenkante der Tafeln zu schneiden (1 : 20).

Abb. 48. 80 mm hohe Holzsprosse mit Schweifswasserrinne (in Art Abb. 45) zur Verhütung von Schwitzwasser bei den Sprossen selbst. Findet besonders Verwendung bei Gewächshäusern, bei welchen zudem eiserne Tragwerke aufserhalb Glaseindeckung angeordnet werden (vgl. Abb. 52, Binderknotenpunkt für Vierendeelträger).

Kittlose Verglasungen in zahlreichen Ausführungen. Als Beispiel gibt Abb. 49 Wema-Sprosse (Eberspächer, Efslingen), wobei die Bolzen (diese und die Muttern aus Messing oder Eisen) durch Brücke aus

Abb. 42.

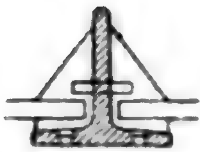


Abb. 43.

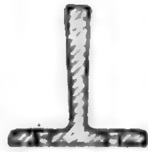


Abb. 44.

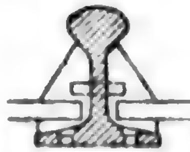


Abb. 45.

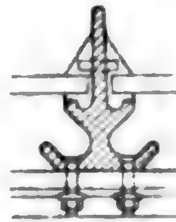


Abb. 46.

Abb. 47.

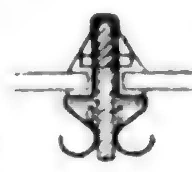


Abb. 48.

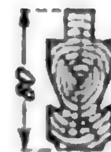


Abb. 50.

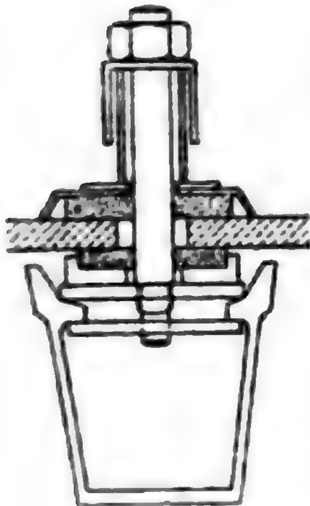


Abb. 49.

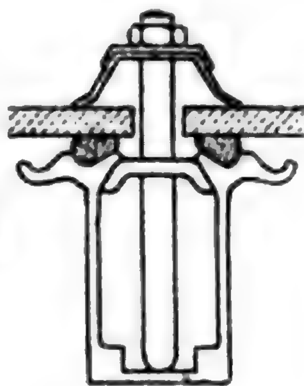


Abb. 52.

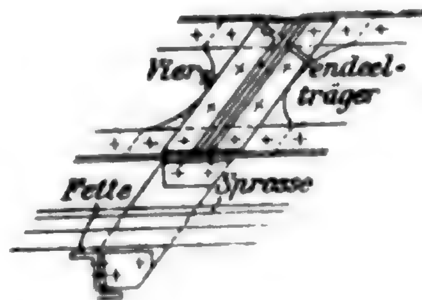


Abb. 51.

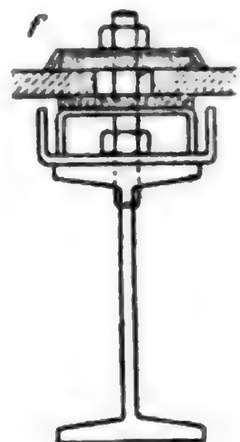


Abb. 53.

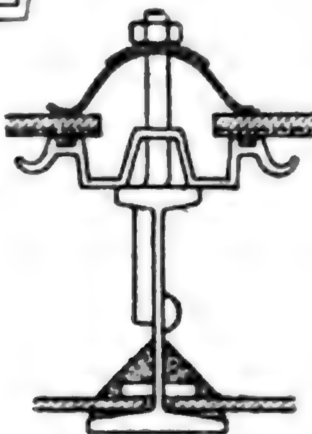


Abb. 54.

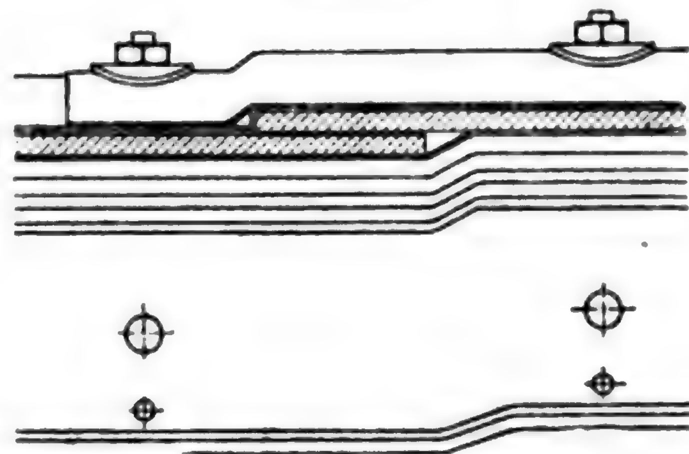


Abb. 55.

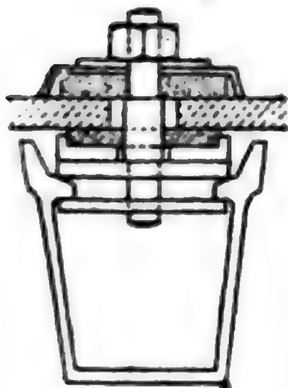


Abb. 56.

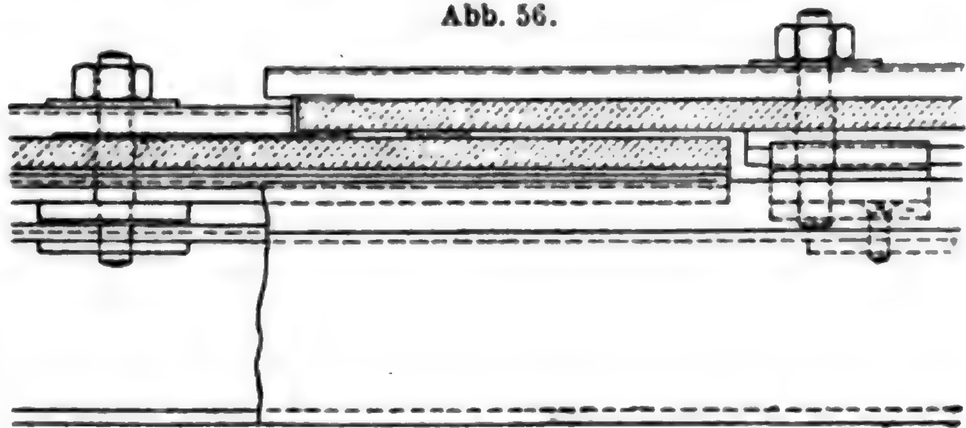


Abb. 57.

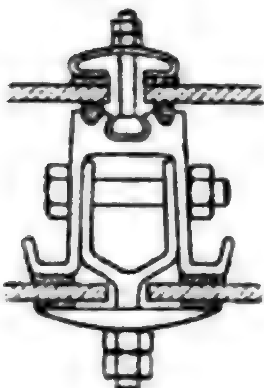


Abb. 58.

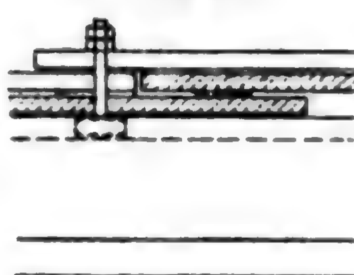
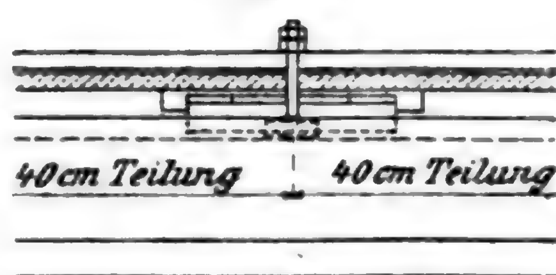


Abb. 59

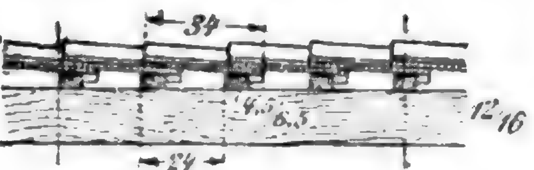


Nr.	Benennung	Einzelteile	kg[1]	kg[2]
	(Für 1 qm Dachfläche, in der Neigungslinie, nicht in der wagerechten Projektion gemessen.)			
1	Einfaches Ziegeldach aus Biberschwänzen von Normalform, einschl. Lattung und Sparren (Spliefsdach)	Sparren 12/16 cm st., in 1 m Mittenabstand	13	
	zu Nr. 1.	Latten 4,5/6,5 cm st.	8	
		Dachsteine (35 Stück/qm je 36,5 . 15,5 . 1,2 cm)	49	
		Mörtel	3	
		Spliefse	1	
		zusammen	74	75
		Mehrgewicht für Mörtel	10	
1a	Dasselbe, aber böhmisch gedeckt in voller Mörtelbettung	dann zusammen		85
2	Doppeldach wie Nr. 1.	Sparren 12/16 cm st.	13	
	zu Nr. 2.	Latten 4,5/6,5 cm st.	11	
		Dachsteine, 45 Stck. auf 1 qm	63	
		Mörtel	6	
		zusammen	93	95
		Mehrgewicht für Mörtel	20	
2a	Dasselbe, aber böhmisch gedeckt	dann zusammen		115
3	Kronendach wie Nr. 1.	Sparren 12/16 cm st.	13	
	zu Nr. 3.	Latten 4,5/6,5 cm st.	7	
		Dachsteine, 55 Stck. auf 1 qm	77	
		Mörtel	6	
		zusammen	103	105

Nr.	Benennung	Einzelteile	kg	kg
	zu Nr. 7.	Falzziegel 15 Stück/qm je 40 . 20 cm	42	
		Mörtel zum Verstrich	3	
		zusammen	63	65
8	Mönch- und Nonnendach einschliefsl. Lattung usw. wie Nr. 1	Sparren 12/16 cm st.	13	
	zu Nr. 8.	Latten 4,5/6,5 cm st.	5	
		16 Mönche je 43 cm lang u. 16 Nonnen je 41 cm lang	66	
		Mörtel	17	
		zusammen	101	100
8a	Dasselbe böhmisch gedeckt	Mehrgew. für Mörtel	15	
		dann zusammen		115
9	Mönch- und Nonnendach, einschliefslich wie vor, aber Mönch und Nonne aus einem Stück (für 1 qm 15 Steine 42 cm lang, 20 cm breit, sichtbar nach der Eindeckung)	Sparren 12/16 cm st.	13	
		Latten 4,5/6,5 cm st.	5	
		Dachsteine	69	
		Mörtel	3	
		zusammen	90	90
9a	Dasselbe böhmisch gedeckt	Mehrgew. für Mörtel	15	
		dann zusammen		105
10	Mönch- und Nonnendach wie Nr. 9, jedoch aus Steinen kleineren Formats (für 1 qm 18 Mönch- und Nonnensteine 40 cm lang, 18 cm breit, sichtbar nach der Eindeckung)	Sparren 12/16 cm st.	13	
		Latten 4,5/6,5 cm st.	5	
		Dachsteine	63	
		Mörtel	4	
		zusammen	85	85
10a	Dasselbe böhmisch gedeckt	Mehrgew. für Mörtel	15	
		dann zusammen [illegible]		

3a	Dasselbe, aber böhmisch gedeckt	Mehrgewicht für Mörtel	25	
		dann zusammen		130
4	Pfannendach auf Lattung in böhmischer Deckung einschl. Lattung und Sparren, bei Verwendung kleiner, sog. holländischer Pfannen	Sparren 12/16 cm st.	13	
		Latten 4,5/6,5 cm st.	6	
		Pfannen, 20 St/qm je 34 . 24 . 1,5 cm	43	
		Mörtel	16	
		zusammen	78	80
5	Pfannendach wie vor, aber mit großen Pfannen	Sparren 12/16 cm st.	13	
		Latten 4,5/6,5 cm st.	5	
		Pfannen, 16 St/qm je 40 . 24 . 1,5 cm	[illegible]	
		Mörtel	[illegible]	
		zusammen	54	85
6	Pfannendach wie vor, aber auf Stülpschalung nebst darüber genagelten Strecklatten einschließlich Schalung, Strecklatten, Dachlatten und Sparren (verschaltes Pfannendach)	Wie unter Nr. 4	78	
		Dazu 2,5 cm st. gestupfte Schalung und Streckplatten	20	
		zusammen	95	100
7	Falzziegeldach einschl. Lattung usw. wie Nr. 1	Sparren 12/16 cm st.	13	
		Latten 4,5/6,5 cm st.	5	
11	Englisches Schieferdach auf Lattung wie Nr. 1	Sparren 12/16 cm st.	13	
		Latten 4,5/6,5 cm st.	6	
		Schiefer einschließlich Nägel	25	
		zusammen	44	45
12	Englisches Schieferdach wie vor, jedoch auf Schalung	Wie unter Nr. 11 ausschließlich der Lattung	38	
		Dazu Schalung 2,5 cm stark	16	
		zusammen	54	55
13	Deutsches Schieferdach auf Schalung und Pappunterlage einschließl. Pappe, Schalung usw. wie Nr. 1 (aus Steinen von rd. 35 cm Länge und 25 cm Breite)	Sparren 12/16 cm st.	13	
		Schalung 2,5 cm st.	16	
		Dachpappe	3	
		Schiefer einschließlich Nägel	32	
		zusammen	64	65
14	Deutsches Schieferdach wie vor (aus kleineren Steinen von rd. 20 cm Länge und 15 cm Breite)	Sparren 12/16 cm st.	13	
		Schalung 2,5 cm st.	16	
		Dachpappe	3	
		Schiefer einschließlich Nägel	28	
		zusammen	60	60
15	Zinkdach in Leistendeckung einschl. der Schalung, Sparren usw. wie Nr. 1	Sparren 12/16 cm st.	13	
		Schalung 2,5 cm st.	16	
		1,20 qm Zinkblech Nr. 13	7	
		zusammen	36	40
16	Kupferdach, mit doppelter Falzung eingedeckt, einschl. wie vor	Sparren 12/16 cm st.	13	
		Schalung 2,5 cm st.	16	
		1,15 qm Kupferblech 0,6 mm st.	7	
		zusammen	36	40
17	Wellblechdach aus verzinktem Eisenblech auf Winkeleisen	Wellblech 150 . 40 . 1,5 mm	16	
		Winkeleisen 2,0 m freitragend mit 2,0 m Abstand	7	
		Niete, Anstrich usw.	2	
		zusammen	25	25

zu Nr. 4.

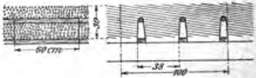


[1] Eigengewicht für 1 qm im einzelnen. — [2] Eigengewicht für 1 qm im ganzen.

Nr.	Benennung	Einzelteile	kg	kg
18	Wellblechdach aus Zinkwellblech auf Schalung einschl. Schalung und Sparren	Sparren 12/16 cm st. Schalung 2,5 cm st. 1,20 qm Wellblech Nr. 13	13 16 8	
		zusammen	37	40
19	Einfaches Teerpappdach einschliefsl. Schalung und Sparren	Sparren 12/16 cm st. Schalung 2,5 cm st. 1,05 qm Pappe . . Asphalt, Teer, Leisten und Nägel .	13 16 3 2	
		zusammen	34	35
20	Doppelpappdach	Sparren 12/16 cm st. Schalung 2,5 cm st. erste Lage (starke) Pappe einschliefslich Nägel . . . zweite Lage . . . zwei Teeranstriche Kies	13 16 6 4 4 9	
		zusammen	52	55
21	Holzzementdach einschl. Schalung und Sparren	Sparren 14/18 cm st. Schalung 3,5 cm st. 1 Lage starke Pappe u. 3 Lagen Papier Kies 7 cm st. . . . Holzzement . .	16 23 7 126 8	
		zusammen	180	180
21a	Holzzementdach auf massiver Unterlage **Bemerkung.** Liegt die tragende Platte nicht in der Dachneigung, so mufs das Gewicht der erforderlichen Aufmauerung in jedem Falle besonders ermittelt werden.	1. Dachdeckung: Pappe und Papier Kies 7 cm hoch . Holzzement . . . Zementestrich 2,5 cm stark . . . 2. Wärmeschutz: Lage aus 4 cm st. Korkplatten . .	 7 126 8 55 12	196

Nr.	Benennung	Einzelteile	kg	kg
24	Rohrdach einschl. Lattung und Sparren	Sparren 12/16 cm st. Latten 4,5/6,5 cm st. Staken 3,5 cm Durchmesser . . Rohr	13 5 2 29	
		Neugewicht	49	
		Dazu für Moosansatz und festgehaltenes Wasser etwa	30	
		zusammen	79	80

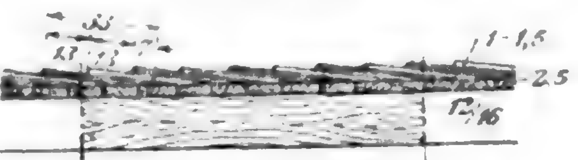
zu Nr. 24.



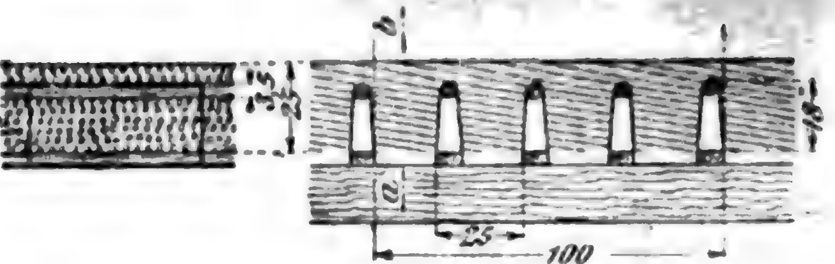
Nr.	Benennung	Einzelteile	kg	kg
25	Strohdach einschl. wie vor	Sparren 12/16 cm st. Latten . . . . . Staken 3,5 cm Durchmesser . . Stroh	13 6 3 22	
		Neugewicht . . .	44	
		Dazu für Moosansatz und festgehaltenes Wasser etwa	30	
		zusammen	74	75

	Die Gewichte unter 3. ändern sich entsprechend der gewählten Deckenkonstruktion.	3. Decke (vgl. Nr. 9): Gewölbe und Hintermauerung	245	
		Abgleichung mit Koksasche	42	
		Deckenputz	20	
		zusammen	515	520
21 b	Wird Schlackenbeton 5 cm hoch statt der Korkplatten als Wärmeschutz verwendet, so erhöht sich das Gewicht um	50 — 12 = Mehrgewicht	38	
		zusammen	553	550
21 c	Wird eine 12 cm st. Schwemmsteinschicht statt der Korkplatten als Wärmeschutz verwendet, so erhöht sich das Gewicht um	120 — 12 = Mehrgewicht	108	
		Dazu laut 21 a	515	
		zusammen	623	620
22	Leinwanddach (Weber-Falkenberg und ähnliche) einschl. Lattung und Sparren	Sparren	13	
		Lattung	6	
		Leinwand	2	
		Anstrich und Klebemasse sowie Nägel	2	
		zusammen	23	25
22 a	Dasselbe auf Schalung	Mehrgewicht	10	
		dann zusammen		35
23	Schindeldach einschl. Schalung und Sparren	Sparren 12/16 cm st.	13	
		Schalung 2,5 cm st.	10	
		Schindeln einschl. Nägel	[illegible]	
		zusammen	45	45

zu Nr. 23.



zu Nr. 25.



26	Glasdach auf Sprosseneisen einschließlich der letzteren bei 4 mm st. Glase	Glas	11	
		Sprossen von 5 kg Gewicht f. 1 m und rd. 0,45 m Abstand	11	
		zusammen	22	22
26 a	Dasselbe bei 5 mm st. Rohglase	Glas	14	
		Sprossen von 6 kg Gewicht f. 1 m und rd. 0,55 m Abstand	11	
		zusammen	25	25
26 b	Dasselbe bei 5 mm st. Drahtglase	Mehrgew. geg. 26 a	5	
		dann zusammen		30
26 c	Dasselbe bei 6 mm st. Rohglase	Glas	17	
		Sprossen von 7 kg Gewicht f. 1 m und rd. 0,55 m Abstand	13	
		zusammen	30	30
26 d	Dasselbe bei 6 mm st. Drahtglase	Drahtglas, Mehrgewicht gegen 26 c	5	
		dann zusammen		35
26 e	Für jedes mm Mehrst. des Glases	Mehrgewicht		3
26 f	Bei Verwendung von Drahtglas	Mehrgewicht für die Drahteinlage		5
27	Gewölbtes Dach aus Glasbausteinen (Bauart Falconnier und ähnliche)	Glasbausteine	42	
		Mörtel	22	
		zusammen	64	65

Tempergufs in der Sprosse (mit oder ohne Schweifswasserrinne) gehalten. Zwischen Mutter und Deckschiene (verzinktem Blech) besondere Bleischeibe, Dichtung mit Hülfe bleiumhüllter Jutestricke. Beim Scheibenstofs sind die Sprossen zu verkröpfen.

Abb. 50 zu Abb. 55, 56 S. 383.

Abb. 51 S. 383. Sprosse Prima (Zimmermann, Stuttgart), nachträgliche Anordnung der kittlosen Verglasung auf vorhandenen I-Sprossen.

Abb. 53, 54 S. 383. Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf. Gewählte Profile, auch Kröpfung beim Glasplattenstoß, genau dargestellt. Anordnung von Staubdecke über Unterflansch der Sprosse leicht möglich.

Abb. 55, 56 S. 383. Vereinigte Kammerich usw. Werke, System Degenhardt. Rinnensprosse, welche zum Zweck des Plattenstofses durch entsprechende Metallfutter aufgehöht wird.

Abb. 57 bis 59 S. 383. M-Sprosse (Deutsches Luxfer-Prismen-Syndikat), doppelte Rinnen, Vorkehrung zur Anbringung von Staubdecke, Glasplattenstoß mittels Auflagerbrücke Abb. 59 S. 383. Springen der Glasscheiben bei kittloser Verglasung oft über zulässiges Mafs, wobei Ursachen noch nicht genau feststellbar.

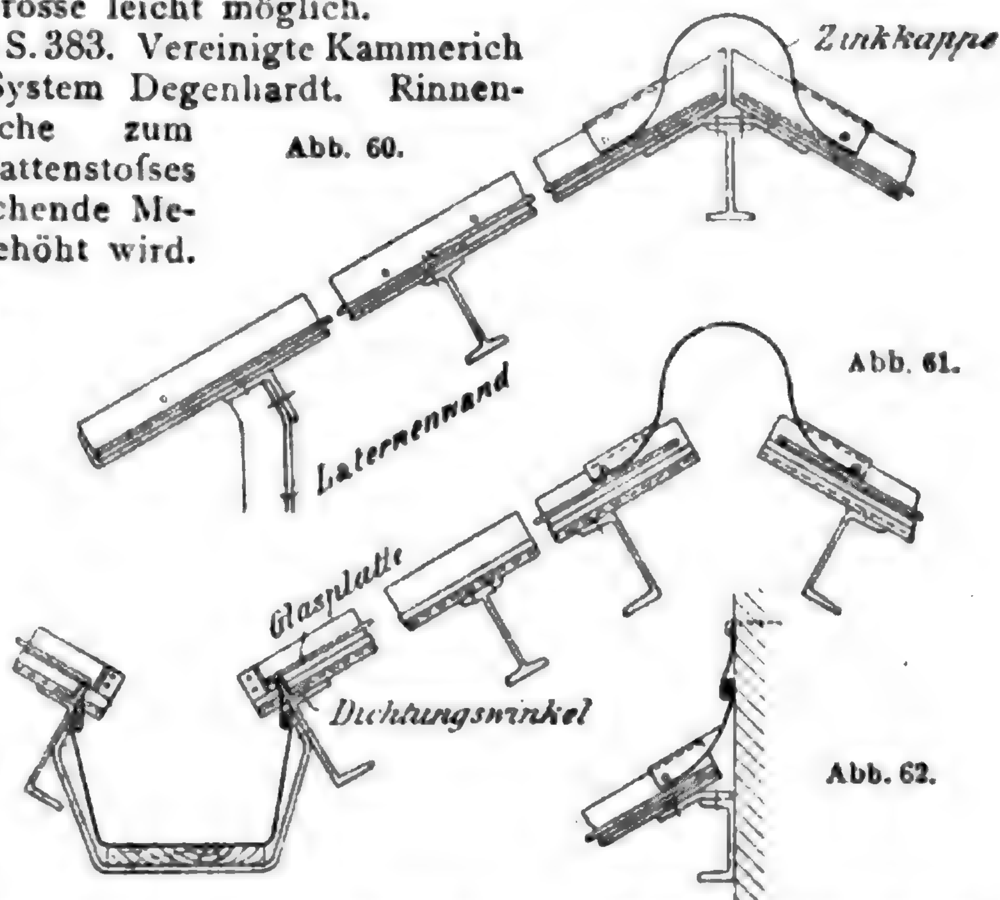


Abb. 60 satteldachförmiges Oberlicht mit Traufe, mit Dichtung der First durch Zinkkappe, Auflagerung der Sprossen auf First-, Mittel- und Randpfette. Sprossen aus ⊥-Eisen mit aufgebogenem Flansch an der Traufe, der vorwiegend die Glastafeln am Abgleiten hindert.

Abb. 61 wie vor, aber mit Rinne. Sprossen aus Mannstaedteisen, bei unterer Endigung Glastafeln durch Winkeleisen gehalten, die an die Sprossenrippe genietet.

Um schwierige Firstdichtung zu vermeiden, können Sprossen und Glastafeln dort in einem Stück gebogen werden.

Abb. 62 zeigt Dichtung an lotrechter Wandfläche.

Weitere feuersichere Verglasungen mittels
- der Galvanoverglasung der Stern-Prismengesellschaft, Berlin,
- des Luxferprismen- und Elektroglases des Deutschen Luxfer-Prismen-Syndikats, Berlin,
- der Elektrolitverglasung, Berlin.

Dachneigungen.

h Höhe, *s* halbe Weite des Satteldaches.

1.	Spliefsdach	$h : s =$ 1 : 1 bis 1 : 1,5		
2.	Doppeldach	1 : 1,5 „ 1 : 2,5		
3.	Kronen- oder Ritterdach . .	1 : 1,5 „ 1 : 2,5		
4.	Falzziegeldach	1 : 1,5 „ 1 : 3		
5.	Pfannendach + Mönch + Nonnendach	1 : 1 „ 1 : 1,5	Hohlziegeldächer	
6.	Englisches Schieferdach . .	1 : 1,5 „ 1 : 2,5		
7.	Deutsches „ . .	1 : 1 „ 1 : 1,5		
8.	Metalldächer	1 : 5 „ 1 : 7,5	geringste Neigung	
	a) Zinkdach	1 : 3 „ 1 : 6		
	b) Kupferdach	1 : 3 „ 1 : 6		
	c) Wellblechdach			
9.	Teerpappdach	1 : 5 „ 1 : 7,5		
10.	Holzzementdach	1 : 18 „ 1 : 20		

6. ABSCHNITT.

Lüftung und Heizung.

I. Lüftung.*)

Ausdehnung, Druck, Gewicht, Erwärmung und Feuchtigkeitsverhältnisse der Luft s. I. Bd. 3. Abschn. Wärme.

A. Notwendigkeit des Luftwechsels.

Regelmäfsiger Luftwechsel in geschlossenen, von Menschen benutzten Räumen ist notwendig wegen der in diesen, im wesentlichen aus nachstehenden Ursachen (Punkt 1 bis 5) rasch eintretenden Güteverminderung der Luft.

1. Wärmeabgabe (W) der Menschen

an die umgebende Luft stündlich in Wärmeeinheiten (WE) für einen Erwachsenen: bei vollbesetzten Räumen . . . 50 WE,
„ nicht vollbesetzten Räumen . 75 „ ,
für ein Kind die Hälfte dieser Werte.

2. Wärmeabgabe der Beleuchtung.**)

Beleuchtungsart	Stündlicher Verbrauch für 1 HK	Stündliche Wärmeabgabe für 1 HK in WE	Bemerkungen
Bogenlicht	1,1 Watt	1,0	Diese Wärmemengen können, trotzdem sie auch die zur Licht- bzw. Wasserbildung nötigen WE enthalten, ohne wesentliche Fehler als frei werdende Wärme angenommen werden.
Metallfadenlicht rd.***) .	1,2 „	1,0	
Kohlenfadenlicht (16 HK)	4,5 „	4,0	
Azetylenlicht	0,0006 cbm	5,5	
Gasglühlicht (stehend). .	0,0021 „	6,5	
Argandbrenner	0,010 „	50,0	
Braybrenner	0,013 „	67,0	
Petroleumlicht	0,0033 kg	36,0	

*) Unter Erweiterung des maschinentechnischen Teiles bearbeitet nach dem von Prof. Dr.-Ing. H. Rietschel verfafsten „Leitfaden zum Berechnen und Entwerfen von Lüftungs- und Heizungs-Anlagen", 5. Aufl., Berlin 1913, J. Springer. In der Folge mit „Leitfaden" bezeichnet.

Aufser der dort angegebenen Literatur s. auch Handbuch der Architektur, Leipzig 1908, IV. Bd.; Baukunde des Architekten, Berlin 1905, I. Bd.; Praktische Gewerbehygiene, Berlin 1896.

A. Z. L. bedeutet = Anweisung zur Herstellung und Erhaltung von Zentralheizungs- und Lüftungsanlagen. Erlafs des preufs. Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom 29. April 1909. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Berlin.

„Prüf.-Anstalt" bedeutet: Prüfungsanstalt für Heizungs- und Lüftungs-Einrichtungen der Kgl. Techn. Hochschule Berlin. Die bezüglichen Veröffentlichungen sind im Verlage R. Oldenbourg, München-Berlin erschienen.

**) S. auch Wedding, „Ueber den Wirkungsgrad und die praktische Bedeutung der gebräuchlichsten Lichtquellen". Oldenbourg. München und Berlin 1905.

***) Mittel für Osram-, Tantal- und Siriuslampen.

3. Ausscheidung organischer Produkte durch Ausatmung und Ausdünstung der Menschen.

Zur Zeit fehlen über die entstehenden Mengen genaue Angaben. Nach Pettenkofer wird durch sie die Widerstandsfähigkeit des menschlichen Körpers gegen Krankheiten herabgesetzt. Als Mafsstab der durch sie hervorgerufenen Güteverminderung der Luft gilt der Kohlensäuregehalt der letzteren.

Beseitigung der im Zusammenhang mit diesen Ausscheidungen auftretenden widerlichen Gerüche durch Ozon, namentlich für Theater, Restaurants, Zwischendecke der Schiffe usw.*)

4. Ausscheidung von Wasserdampf durch die Menschen.

Die stündlich an die Luft abgegebene Feuchtigkeitsmenge beträgt für einen Erwachsenen:

bei vollbesetzten Räumen . . . . 80 g,
„ nicht vollbesetzten Räumen . . 42 „ ,

für ein Kind die Hälfte dieser Werte.

Als relative Feuchtigkeit (I. Bd. S. 402) genügt für normale Räume (Gemäldegalerien, Sammlungen, Webereien usw. ausgeschlossen) bei reiner Luft 25 bis 30 %. Zu feuchte Luft ist schädlicher als trockene. Eine relative Feuchtigkeit von 70 % soll niemals überschritten werden.

5. Ausscheidung von Kohlensäure durch Menschen und Beleuchtung.

Benennung	Stündliche Kohlensäureabgabe in cbm von 0°
Erwachsene bei körperlicher Arbeit	0,036
Erwachsene bei Ruhe	0,020
Halberwachsene	0,016
Kinder	0,010
1 cbm Leuchtgas	0,57
1 kg Petroleum	1,57
1 kg Stearin	1,42

B. Gröfse des Luftwechsels.

1. Unter Zugrundelegung einer nicht zu überschreitenden Temperatur.

Bezeichnet:

L die in der Raumtemperatur t zu bestimmende Luftmenge in cbm/st,
t die Raumtemperatur 1,5 m vom Fufsboden (Kopfhöhe), S. 405,
t_1 die Temperatur an der Decke des Raumes, S. 405,

$$t_m = \frac{t + t_1}{2},$$

*) Bericht über die „8. Versammlung von Heizungs- und Lüftungsfachmännern in Cöln a. Rh. 1913“. Oldenbourg, München und Berlin.

t' die Zulufttemperatur (für von Menschen besetzte Räume mindestens mit 18° anzunehmen),
W_1 die Wärmeabgabe der Menschen in WE/st,
W_2 die Wärmeabgabe der Beleuchtung in WE/st,
W_3 die Wärmemenge (im Winter) bzw. Wärmeaufnahme (im Sommer) in WE/st, die durch die Umfassungswände ab- bzw. zutritt.
$W = W_1 + W_2 \pm W_3$,
α den Ausdehnungskoeffizienten der Luft $= \frac{1}{273}$,

so gilt für den Beharrungszustand $L = \frac{W(1 + \alpha t)}{0{,}306\,(t_m - t')}$.

Stündlicher Luftwechsel für 1000 abzuführende WE nach dem „Leitfaden".

Unterschied zwischen der mittleren Temperatur (t_m) der abzuführenden und der Temperatur der einströmenden Luft (t')	Luftwechsel in cbm und in der Temperatur der abzuführenden Raumluft							
	18°	19°	20°	21°	22°	23°	24°	25°
1°	3484	3496	3508	3520	3531	3544	3556	3567
2°	1742	1748	1754	1760	1766	1772	1778	1784
3°	1161	1165	1169	1173	1177	1181	1185	1189
4°	871	874	877	880	883	886	889	892
5°	697	699	702	704	706	709	711	714
6°	581	583	585	587	589	591	593	595
7°	498	499	501	503	505	506	508	510
8°	436	437	438	440	441	443	444	446
9°	387	388	390	391	392	394	395	396
10°	348	350	351	352	353	354	356	357

2. Unter Zugrundelegung eines nicht zu übersteigenden Feuchtigkeitsgehaltes.

Bezeichnet:
L den stündlichen Luftwechsel in cbm,
J den auf eine Person entfallenden Rauminhalt in cbm,
z die Zeit der Benutzungsdauer des Raumes in st,
A die stündliche Feuchtigkeitsabgabe eines Erwachsenen in g,
p_1 die bei Beginn, p_2 die am Ende der Raumbenutzung in 1 cbm enthaltene Feuchtigkeit in g,
a die in 1 cbm der eingeführten Luft enthaltene Feuchtigkeit in g,

so ist
$$L = \frac{\frac{J}{z}(p_1 - p_2) + A}{\frac{p_1 + p_2}{2} - a}.$$

Ist bei Beginn der Raumbenutzung $p_1 = a$, so ergibt sich
$$L = \frac{2A}{p_2 - a} - \frac{2J}{z}.$$

Stündlicher Luftwechsel für 1 Kopf nach Mafsgabe eines nicht zu übersteigenden Feuchtigkeitsgehaltes von 70 vH.*)

Annahmen: Erwachsene in vollbesetzten Räumen, Temperatur der Außenluft $+10^0$ C, der Raumluft $+20^0$ C, Sättigung der Außenluft 80 %, $A = 80$ g.

J	L für $z=$ 1	2	3	4	5	6
4	25	29	30	31	31	32
6	21	27	29	30	31	31
8	17	25	28	29	30	30
10	13	23	27	28	29	30
12	9	21	25	27	28	29
15	3	18	23	25	27	28
20	—	13	20	23	25	26

Für Kinder bis 10 Jahre ist die Hälfte, für solche bis 15 Jahre $^3/_4$ der Werte zu nehmen.

3. Unter Zugrundelegung eines nicht zu übersteigenden Kohlensäuregehaltes.

Bezeichnet:
L die i. d. Raumtemperatur t zu bestimmende Luftmenge cbm/st,
p den Kohlensäuregehalt d. Raumluft i. Beharrungszustand cbm/cbm,
a den Kohlensäuregehalt der eingeführten Luft (im Mittel $a =$ 0,0004 cbm/cbm),
n die Anzahl der Kohlensäurequellen im Raume,
k die Kohlensäureerzeugung einer Quelle (cbm/st),

so gilt im Beharrungszustande $L = \frac{n k}{p - a}$.

Stündlicher Luftwechsel (für 1 Kopf bzw. für 1 cbm) **nach Mafsgabe eines nicht zu übersteigenden Kohlensäuregehaltes von 0,7 bis 1,5 vT nach dem „Leitfaden".**

Bezeichnung	Erforderlicher Luftwechsel in cbm von 20° bei einem nicht zu überschreitenden Kohlensäuregehalt in Tausendsteln 0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
Kräftiger Arbeiter bei der Arbeit	120,0	90,0	72,0	60,0	51,4	45,0	40,0	36,0	32,7
Kräftiger Arbeiter während der Ruhe . .	76,7	57,5	46,0	38,3	32,9	28,8	25,6	23,0	20,9
Erwachsener, im Mittel	66,7	50,0	40,0	33,3	28,6	25,0	22,2	20,0	18,2
Halberwachsener . .	53,3	40,0	32,0	26,7	22,9	20,0	17,8	16,0	14,5
Kind.	33,3	25,0	20,0	16,7	14,3	12,5	11,1	10,0	9,1
Leuchtgas für 1 cbm .	2033	1525	1220	1017	871	763	678	610	555

*) Weitere Tafelwerte enthält Taf. 5 des Leitfadens II. Teil.

4. Stündlicher Luftwechsel in cbm nach Erfahrungssätzen nach A. Z. L. bzw. dem „Leitfaden".

Wohnräume und Räume, die diesen nach Besetzung und Art der Benutzung gleichzustellen sind	1 bis 2 facher Rauminhalt
Treppenhäuser, Flure usw.	
bei starker Benutzung	3 „ 4 „ „
bei geringer Benutzung	1/2 „ 1 „ „
Restauranträume	3 „ 5 „ „
Garderoben	2 „ 3 „ „
Schiffsräume	
Lasten, Hellegats, Munitionsräume, Ruderräume (ohne Dampfmaschine), Flure, Gänge, die nicht mit Mannschaften belegt sind; Kühlmaschinenräume, in denen keine schädlichen Gase verwendet werden	4 „ „
Wasch- und Baderäume, Akkumulatorenräume, Mannschaftsaborte, Pantrys, Kombüsen, Bottlereien .	6 „ „
Kühlmaschinenräume, sofern schädliche Gase bei ihnen Verwendung finden, Gefechtsverbandplätze . .	10 „ „
Kammern, Meſsräume	3 „ „
Einzelzellen in Gefängnissen	3/4 bis 1 „ „
Einzelzellen in Irrenhäusern (je nach Art der Kranken)	1/2 „ 3 „ „
Baderäume	2 „ 3 „ „
Aborte	3 „ 5 „ „
Küchen, nach erforderlichem Unterdrucke zu bestimmen, mindestens	4 „ 5 „ „

In den meisten Fällen wird der nach Punkt 1 berechnete Luftwechsel der gröſsere sein, und dieser ist daher der Ausführung zugrunde zu legen. In Räumen mittlerer Gröſse und nur einem Zuluftkanal soll mit Rücksicht auf Zugerscheinung der stündliche Luftwechsel das Fünffache des Rauminhaltes nicht übersteigen.

C. Druckverhältnisse in einem geschlossenen Raume.

Abb. 1.

Bei Windstille bilden sich in geschlossenen Räumen je nach dem Temperaturunterschiede Druckkräfte aus, die durch die in Abb. 1 eingezeichneten Pfeile in ihrer Richtung und relativen Gröſse angedeutet sind.*) In durchlässigen Räumen findet sonach in den durch eine „neutrale Zone" getrennten Raumteilen Einströmen bzw. Abströmen der Luft statt.

*) Die Darstellung gilt bei warmer Innen- und kalter Auſsenluft. Bei umgekehrten Temperaturverhältnissen ändert sich sinngemäſs das Diagramm.

Die neutrale Zone läfst sich durch entsprechende Wahl der Querschnitte und Temperaturen der Kanäle sowie durch Verwendung von Zu- und Abluftventilatoren höher oder tiefer legen. Ueberdruck für Festsäle, Versammlungsräume, Theater, Restaurants, Räume, in denen beim Fenster gearbeitet wird usw.; Unterdruck für Küchen, Garderoben, Aborte, Bäder usw.

D. Erzielung des Luftwechsels.

1. Natürliche Lüftung.

Diese ist ermöglicht infolge der Durchlässigkeit der Baustoffe.
Bezeichnet:

L die durch eine Wand stündlich hindurchfliefsende Luftmenge in cbm,
F die Fläche der Wand in qm,
e die Stärke der Wand in m,
$p - p_0$ den durch Temperatureinflüsse oder Windverhältnisse hervorgerufenen Druckunterschied zwischen der Innen- und Aufsenseite der Wand in kg/qm,
c den Durchlässigkeitskoeffizient (z. B. für Ziegel 0,000201, Bruchstein 0,000124, Beton 0,000258),

so ist nach Lang*) $$L = \frac{Fc(p - p_0)}{e}.$$

Die so ermittelten Werte für L geben jedoch keineswegs die tatsächliche Gröfse des natürlichen Luftwechsels, da dieser von dem rechnerisch nicht festzustellenden und weitaus überwiegenden Einflufs der Undichtigkeiten von Fenstern und Türen abhängt.

Vergleichend ermöglichen die Werte von c eine Beurteilung der Baustoffe nach ihrer Luftdurchlässigkeit, die sich in nachstehender Reihenfolge vermindert:

Kalkstein, Fichtenholz über Hirn (Faserrichtung), Luftmörtel, Beton, stark gebrannte Handziegel, unglasierte Klinker (Verblendsteine), Portlandzement, Sandstein.

Durch Wandbekleidung vermindert sich die Durchlässigkeit in nachstehender Reihenfolge:

Anstrich von Kalkfarbe, Anstrich von Leimfarbe, Oelfarbenanstrich (neu undurchlässig), Wasserglas (mit der Zeit undurchlässig).

Im allgemeinen kann der stündliche natürliche Luftwechsel als das Einfache des Rauminhaltes geschätzt werden.

2. Absichtliche (künstliche) Lüftung.

a) **Durch Temperaturunterschied** und zwar durch Erwärmung der Zu- oder der Abluft oder beider Luftmengen.

α) **Vorteil:** Keine mechanische Betriebskraft.

β) **Nachteile:**

Die Wirkung solcher Lüftungsanlagen nimmt mit steigender Aufsentemperatur, also gerade dann, wenn sie um so nötiger gebraucht wird, ab;

*) C. Lang, Ueber natürliche Lüftung, Stuttgart 1877.

Beeinflussung bzw. Aufhebung der Wirkung durch den Wind;
Schwierigkeit bzw. Unmöglichkeit der Regelung;
Erzielung bestimmter Druckverhältnisse in den zu lüftenden Räumen nur in ganz engen Grenzen möglich. Anwendung von Filtern ausgeschlossen.

γ) Berechnung.

Bezeichnet in Abb. 2:

1, 2, 3 die einzelnen Teilstrecken (4 den zu lüftenden Raum, 6 die Misch- bzw. Verteilkammer, 7 die Heizkammer, 8 die Staubkammer, 9, 10 Frischluftkanäle),

$h_1, h_2, h_3 \ldots$ die Höhen der
$v_1, v_2, v_3 \ldots$ die Geschwindigkeit in den
$t_1, t_2, t_3 \ldots$ die Temperaturen in den
$L_1, L_2, L_3 \ldots$ die in den Temperaturen $t_1, t_2, t_3 \ldots$ gegebenen Luftmengen der
$f_1, f_2, f_3 \ldots$ die lichten Querschnitte der

} zugehörigen Teilstrecken,

t_0 die höchste Aufsentemperatur, bei der noch die volle Lüftung einzuhalten ist,*)
g die Beschleunigung der Schwere,
H den in der Trennungsebene zwischen Ab- und Zuluft geforderten Ueber- bzw. Unterdruck in m Luftsäule der bezüglichen Raumtemperatur,
$Z = R + \Sigma\xi$ die Summe aus Reibungs-Einzelwiderständen (s. weiter unten),

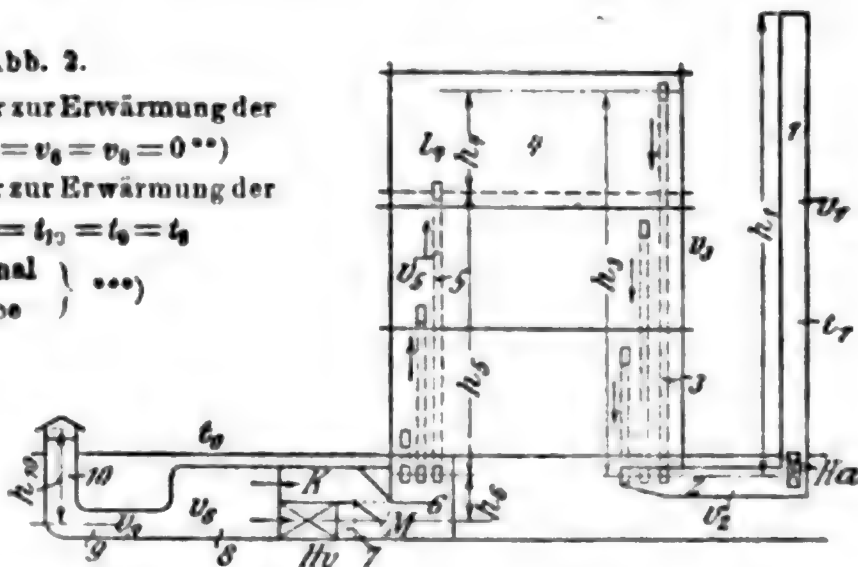


Abb. 2.

H_a Heizkörper zur Erwärmung der Abluft; $v_4 = v_6 = v_8 = 0$**)
H_v Heizkörper zur Erwärmung der Zuluft; $t_6 = t_{10} = t_9 = t_8$
K Kaltluftkanal } ***)
M Mischklappe }

so gelten für den ungünstigsten Kanalzug (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10) die folgenden Gleichungen:

---

*) Nach A. Z. L.:

$t_0 = + 25^0$, wenn der Luftwechsel durch die Anlage sowohl im Winter als im Sommer erzielt werden soll,

$t_0 = + 10^0$, wenn nur während der Heizperiode die volle Lüftung verlangt wird (Krankenhäuser, Schulen, Gerichtssäle, Versammlungssäle, Kassenräume u. dgl.),

$t_0 = 0$ bis $+ 5^0$, wenn im Winter die volle Lüftung nur durchschnittlich erzielt zu werden braucht (Wohnräume, gering besetzte Bureauräume u. dgl.).

**) Für v_7 ist das Maximum einzusetzen, sonach anzunehmen, dafs alle Luft erwärmt wird.

***) Die Anordnung ist zur besseren Luftmischung stets so zu treffen, dafs die kalte Luft über der wärmeren eingeführt wird.

Abluftanlage:

$$\left(\frac{h_1}{1+\alpha t_0}-\frac{h_1}{1+\alpha t_1}\right)-\left(\frac{h_3}{1+\alpha t_0}-\frac{h_3}{1+\alpha t_3}\right)+\left(\frac{h_4}{1+\alpha t_0}-\frac{h_4}{1+\alpha t_4}\right)$$
$$+\frac{H}{1+\alpha t_4}=\frac{v_1^2}{2g(1+\alpha t_1)}(1+Z_1)+\frac{v_2^2}{2g(1+\alpha t_2)}Z_2$$
$$+\frac{v_3^2}{2g(1+\alpha t_3)}Z_3 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad \text{(I)}$$

Zuluftanlage:

$$\left(\frac{h_5}{1+\alpha t_0}-\frac{h_5}{1+\alpha t_5}\right)+\left(\frac{h_6}{1+\alpha t_0}-\frac{h_6}{1+\alpha t_6}\right)-\frac{H}{1+\alpha t_4}$$
$$=\frac{v_5^2}{2g(1+\alpha t_5)}(1+Z_5)+\frac{v_7^2}{2g(1+\alpha t_7)}Z_7$$
$$+\frac{v_9^2}{2g(1+\alpha t_9)}Z_9+\frac{v_{10}^2}{2g(1+\alpha t_{10})}Z_{10} \quad . \; . \; . \; . \; . \quad \text{(II)}$$

Für beide Anlagen:

$$v_1=\frac{L_1}{1+\alpha t_1}\cdot\frac{1}{3600 f_1}; \quad v_2=\frac{L_2}{1+\alpha t_2}\cdot\frac{1}{3600 f_2}, \quad v_3 = \text{usw} \quad . \quad \text{(III)}$$

Zur Lösung der Gleichungen (I) und (II) müssen in beiden alle Geschwindigkeiten (entweder durch unmittelbare Annahme oder mit Hülfe der Bedingungsgleichungen (III) unter Annahme von L und f bis auf eine gewählt und diese letzte durch Versuchen so gefunden werden, daß durch sie sowohl Gleichung (I) bzw. Gleichung (II) als auch die zugehörige Gleichung (III) erfüllt wird.

δ) Reibungs- und Einzelwiderstände.

Bezeichnet ϱ_1 bzw. ϱ_2 den Reibungskoeffizienten, und zwar:

$$\varrho_1 = 0{,}0065 + \frac{0{,}0604}{u-48}\text{*) für gemauerte Kanalleitungen,}$$

$$\varrho_2 = 0{,}00309 + \frac{0{,}00209}{v} + \frac{0{,}000337}{u} + \frac{0{,}000878}{v \cdot u} \text{ für metallene}$$

Leitungen,*)

l die Länge des Kanales in m,
u den Umfang des Kanales in m,
f den lichten Querschnitt des Kanales in qm,
v die Geschwindigkeit im Kanal in m/sk,

so ist
$$R = \frac{\varrho_1 \cdot l \cdot u}{f} \text{ bzw.} = \frac{\varrho_2 \cdot l \cdot u}{f}\text{**)}$$

Ueber die Einzelwiderstände s. nähere Angaben im „Leitfaden". Aus dieser Quelle sind entnommen:

---

*) Ausgerechnete Werte von ϱ_1 und ϱ_2 enthalten die Tafeln 10a u. 10b des „Leitfadens".

**) Ausgemittelte Werte für $\frac{\varrho \cdot u_1}{f}$ enthält Tafel 11 des „Leitfadens".

Einströmungen (je nach der Kontraktion)	$\xi = 1{,}0$ bis $1{,}5$,
Rechtwinkliges, scharfes Knie	$\xi = 1{,}5$,
Rechtwinkliger Bogen	$\xi = 1{,}0$,
Knie von 135°	$\xi = 0{,}6$,
Gitter je nach freiem Querschnitt . . .	$\xi = 1{,}0$ bis $2{,}0$,
Geöffnete Klappe oder Schieber . . .	$\xi = 0$,
Querschnittsveränderungen	$\xi = \left(\frac{f}{f_1} - 1\right)^2$,

bezogen auf die zu f gehörige Geschwindigkeit v.

b) **Durch Ausnutzung des Windes, und zwar mit Hülfe von Prefs- bzw. Saugköpfen.**

α) **Vorteil:** Keine mechanische Betriebskraft.

β) **Nachteile:** s. unter a) insbesondere: Vollständige Abhängigkeit von den Windverhältnissen und sonach zur Erzielung bestimmter Wirkungen nur für bewegte Räume (Eisenbahnen, Schiffe) zu verwenden.

Für Häuser kommen nur Saugköpfe (Deflektoren) in Betracht, und zwar nur insoweit, als sie eine schädliche Wirkung von Oberwind (Drücken in den Kanal) sicher verhindern sollen.

Eingehende Untersuchungen, insbesondere über Apparate für Eisenbahnen und Schiffe siehe „Mitteilungen der Prüfungsanstalt für Heizungs- und Lüftungseinrichtungen der Königl. Techn. Hochschule in Berlin", Heft 2, Oldenbourg, München und Berlin 1910.

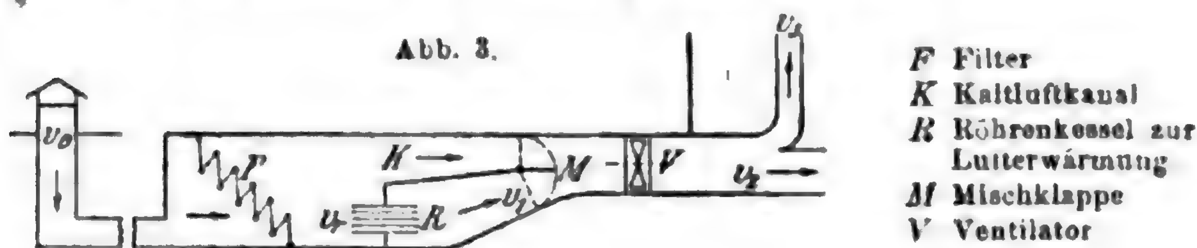
c) **Durch Anwendung von Ventilatoren,** und zwar für die Zuluft oder die Abluft oder für beide Luftmengen.

α) **Vorteile:**

Unabhängigkeit von der Aufsentemperatur und den Windverhältnissen,
Möglichkeit guter Regelung,
Erzielbarkeit bestimmter Druckverhältnisse in den zu lüftenden Räumen in weiten Grenzen,
Verhinderung von Zugerscheinungen,
Möglichkeit der Anwendung von Filtern.

β) **Nachteile.** Notwendigkeit mechanischer Betriebskraft, deren Kosten aber bei richtiger Durchbildung der ganzen Anlage reichlich durch die zu erzielenden Vorteile gedeckt werden.

Abb. 3.



γ) **Berechnung:** Bezeichnet in Abb. 3:

v_0 die Geschwindigkeit im Frischluftkanal in m/sk,

$v_1, v_2, v_3 \ldots, v_n \ldots, v_m$ die Luftgeschwindigkeiten entlang des ungünstigsten Kanalzuges in m/sk,

$\gamma_0, \gamma_1, \gamma_2 \ldots$ die den Kanälen zugehörigen spezifischen Gewichte der Luft in kg/cbm,

$Z_0, Z_1, Z_2 \ldots$ die Summe der den Kanälen zugehörigen Einzel- und Reibungswiderstände,

h_f den Filterwiderstand in mm W.-S.,*)

h_k den Widerstand des Röhrenkessels R bei der gröfsten Luftgeschwindigkeit in mm W.-S.,**)

h_R den in dem ungünstigst gelegenen Raume einzuhaltenden Ueber- oder Unterdruck in mm W.-S. (Raumtemperatur t_R, spezifisches Gewicht der Raumluft γ_R),

H_s den statischen Druckunterschied zwischen Druck- und Saugrohr des Ventilators in mm W.-S.,

H_d den dynamischen Druckunterschied zwischen Druck- und Saugrohr des Ventilators in mm W.-S., $\left(\Delta \frac{v_2}{2g} \gamma\right)$, wobei γ das spezifische Gewicht der geförderten Luft und g die Beschleunigung der Schwere bedeutet,

$H = H_s + H_d$ den Gesamtdruck in mm W.-S.,

L die vom spezifischen Gewicht γ zu fördernde Luftmenge in cbm/sk,

η den Wirkungsgrad des Ventilators,

P den Kraftbedarf des Ventilators in PS,

so ist unter Vernachlässigung der Kompression sowie der meist geringen Druckhöhe, die durch Temperaturunterschiede wirksam wird, zu setzen für die

Zuluftanlage:

$$H = h_f + h_k \pm h_R + \frac{v_0^2}{2g} \gamma_0 (1 + Z_0) + \frac{v_1^2}{2g} \gamma_1 (1 + Z_1) + \frac{v_2^2}{2g} \gamma_2 Z_2 + \frac{v_3^2}{2g} \gamma_3 Z_3 + \ldots + \frac{v_n^2}{2g} \gamma_n Z_n,$$

Abluftanlage:

$$H = \frac{v_{n+1}^2}{2g} \gamma_{n+1} (1 + Z_{n+1}) + \frac{v_{n+2}^2}{2g} \gamma_{n+2} Z_{n+2} + \ldots + \frac{v_m^2}{2g} \gamma_m Z_m,$$

für beide Anlagen: $P = \frac{L(H_s + H_d)}{\eta\, 75}$.

δ) **Wahl der Ventilatoren.*****) Diese hat, für den Kostenanschlag, aus Preislisten zu erfolgen, in denen die gegen bestimmte Widerstände geförderte Luftmenge angegeben ist. Für die Ausführung errechne man die zu fördernde Luftmenge, den zu überwindenden Widerstand,

*) S. 400. **) S. 408.

***) Bezüglich Konstruktion von Ventilatoren II. Bd. 3. Abschn. Arbeitsmaschinen, VI. Gebläse, ferner Lorenz, Neue Theorie und Berechnung der Kreiselräder. Oldenbourg, München 1906. Biel, „Die Wirkungsweise der Kreiselpumpen und Ventilatoren, Forschungsarbeiten, Heft 42. Blaess, Z. f. Turbinenw. 1907, Verl. Oldenbourg. Schütte, Die Wirkungsgrade von Ventilatoren und Zentrifugalpumpen, Z. d. V. d. I. 1906, Nr. 42. — Luft-, Wasser- und Dampfstrahlgebläse können nur in seltensten Fällen Verwendung finden (Küchen usw.), erzeugen fast stets starkes Geräusch und seien hier übergangen.

gebe diese Werte der Ventilationsfirma an; lasse sich den Ventilator unter Verbürgung eines bestimmten Wirkungsgrades sowie eines geräuschlosen Ganges liefern und unterwerfe die Maschine einer Abnahmeprüfung.*)

ε) **Antrieb und Aufstellung der Ventilatoren.**

Antrieb: Am besten durch Gleichstromnebenschlufsmotoren. Unmittelbarer Antrieb möglich bei abnormalen, langsamlaufenden (wegen Geräusch) Motoren, sonst gewöhnliche Bauart und Riemenantrieb mit guten Nachspannvorrichtungen. Regelung möglichst bis ± 50 % der Normalleistung.

Aufstellung. Im allgemeinen hinter die Heizkammer, wegen guter Mischung der Luft; dann aber besondere Vorsicht nötig, damit Geräusche vom Ventilator und Motor nicht störend werden. Fundament in keiner Verbindung mit dem Gebäudefundament bzw. mit Trägern im Gebäude, Anwendung schalldämpfender Unterlagen, Ausführung der Gehäuse womöglich in Eisenmauerwerk (Eisenbeton).

E. Ausführung von Lüftungsanlagen.

1. Entnahme der Luft.

Entnahmestelle geschützt vor Wind, Staub, Rauch und Rufs in beliebiger Geländehöhe, womöglich in oder in der Nähe von Gartenanlagen. Kurz hinter der Schöpfstelle vom Heizerstande zu betätigende Absperrschieber oder Klappen.

2. Reinigung der Luft.

a) **Staubkammern.** Möglichst grofs, glatt verfugt, hell, leicht reinigbar, nicht im Grundwasser. Luftwiderstand null.

b) **Streiffilter** (Staubfänger). Luft streicht an gerauhten Stoffen vorbei. Luftwiderstand gering, als Vorfilter geeignet.

c) **Filter.** Luft streicht durch Stoffe (Gewebe, Watte, Holzwolle, Koks usw.) hindurch. Widerstand bedeutend, wachsend mit zunehmender Verstaubung. Filter müssen daher zeitweilig gereinigt werden.

Bezeichnet:

h = Druckhöhenverlust in mm W.-S.
L = Luftmenge in cbm/st
γ = spezifisches Gewicht der Luft
F = Filterfläche in qm
m = einen Koeffizienten,**) und zwar (bei mittlerer Verstaubung) für gerauhten Barchent = 0,024 bis 0,03; für gewöhnliches Nesseltuch = 0,0015 bis 0,002,

so ist

$$h = \frac{mL}{F}\gamma.$$

d) **Waschen der Luft.** Günstige, reinigende Wirkung bei mäfsigem Kraftverbrauch durch Wasserstaubregen von bedeutender Ausdehnung. Anlagen erfordern Vorwärmen, Waschen und Nachwärmen der Luft.

*) „Regeln für Leistungsversuche an Ventilatoren und Kompressoren“, Z. d. V. d. I. 1912.
**) Siehe Leitfaden

3. Befeuchtung der Luft.

a) **Oertliche Einrichtungen.** Unzulänglich, schwierig dauernd rein zu halten, oftmalige Bedienung, daher nicht empfehlenswert.

b) **Zentrale Einrichtungen.** Mit Dampf geheizte Verdunstungsgefäfse oder Apparate, bei denen feine Wasserstrahlen gegen Prellbleche stofsen und zerstäuben, oder Düsenapparate oder umlaufende Zerstäuber (AEG). Sehr wirksam und namentlich in Verbindung mit selbsttätigen Feuchtigkeitsreglern zu empfehlen.

Soll Luft getrocknet werden, so ist Abkühlung bis unter den Taupunkt erforderlich. Die Kühltemperatur ist so zu wählen, dafs die Luft bei ihrer nachfolgenden Mischung oder Erwärmung auf die gewünschte Eintrittstemperatur die geforderte relative Feuchtigkeit besitzt.

4. Erwärmung der Luft.

a) **Oertliche Heizkörper.***)

Vorteile: Gute Verteilung der Heizflächen, meistens in Fensternischen, kurze Kanäle, billig.

Nachteile: Unmöglichkeit der Luftreinigung, Abhängigkeit von Temperatur- und Windverhältnissen der Aufsenluft, Frostgefahr für die Heizkörper, Unmöglichkeit genauer Regelung und Erzielung bestimmter Zulufttemperaturen.

b) **Zentrale Lufterwärmung in besonderen Heizkammern.**

Vorteile: Möglichkeit der Luftreinigung durch Filter, Sicherung der gewünschten Zulufttemperaturen unabhängig von Temperatur- und Windverhältnissen der Aufsenluft, vorzügliche Ausnutzung der Heizflächen, da unter Benutzung besonderer Heizapparate (schräggestellter Radiatoren, Sturtevantheizkörper, Röhrenkessel), meist hohe Luftgeschwindigkeiten angewendet werden,**) Möglichkeit genauester Regelung der Zulufttemperaturen unter gleichzeitiger Erzielung bestimmter Druckverhältnisse in dem zu lüftenden Raume.

Nachteil: Höhere Kosten.

Derartige Anlagen sehr zu empfehlen. Gröfsere wagerechte Luftwege vermeiden, besser mehrere getrennte Heizkammern anordnen.

5. Mittel zur Bewegung der Luft (S. 395 ff.).

6. Zu- und Abluftkanäle.

Bei Anlagen, die unter Ausnutzung des Winddruckes arbeiten, müssen zur Sicherung der Wirkung lange Kanäle überhaupt, bei Anlagen, die durch Temperaturunterschiede wirken, lange wagerechte Kanäle vermieden werden, während unter Anwendung von Ventilatoren solche Beschränkungen nur hinsichtlich des Kraftbedarfs der Anlage und des Wärmeverlustes der fortzuleitenden Luft geboten sind.

Die Kanäle sollen womöglich begeh- oder beschlüpfbar, immer aber glatt, peinlichst sauber und reinigbar hergestellt werden. Soweit

*) Ueber ihre Wärmeabgabe S. 406 u. 407.
**) Ueber Wärmeabgabe und Widerstand solcher Heizflächen S. 408.

Geschwindigkeiten anzunehmen sind (hierüber siehe Berechnung der Kanäle, S. 398 u. 399), sollen sie bei Anlagen ohne Ventilator nicht über 1 m/sk, mit Ventilator etwa zu 2 bis 3 m/sk gewählt werden, mit Ausnahme unzugänglicher Kanäle, wo durch Anwendung grofser Geschwindigkeit (4 bis 5 m/sk) Staubablagerungen möglichst vermieden werden sollen.

Die richtige Anordnung der Ein- und Ausströmöffnungen in den Räumen ist wegen der stets auftretenden Nebenströmungen der schwierigste Teil der Kanalanlage. Die Erwägungen hierüber sind kurz nicht erschöpfend zu fassen, und es mufs auf den „Leitfaden", 5. Aufl., verwiesen werden.

7. Bedienung von Lüftungsanlagen.

Diese wird bei grofsen Lüftungsanlagen ordnungsmäfsig und wirtschaftlich nur möglich durch Zusammenziehen aller Regelungs-, Bedienungs- und Anzeigeapparate in einen Zentralbedienungsraum, in dem vorhanden sein sollen: Fernthermometer für Aufsenluft, Zuluft und für wichtige Punkte in den Räumen, Fernmanometer für jene Stellen, an denen ein bestimmter Ueber- oder Unterdruck verlangt ist, Luftmengenmesser und Regelungsvorrichtungen für die Ventilatoren, Ampère- bzw. Voltmeter für die Ventilationsmotoren, Bedienungseinrichtungen für alle wesentlichen Zu-, Abluft- und Mischklappen (Abb. 4).

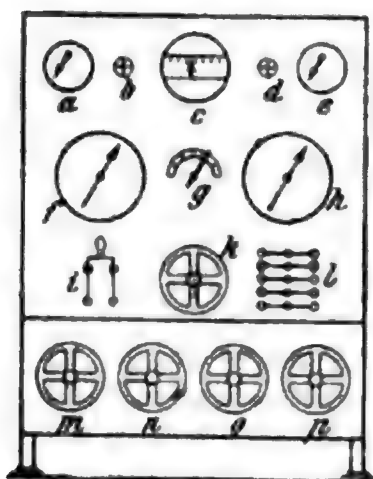


Abb. 4.

a Voltmeter
bd Sicherungen
c Fernthermometer
e Ampèremeter
f Luftmengenmefsapparat
g Fernthermometerumschalter
h Luftdruckmefsapparat
i Hauptschalter
k Regulierwiderstand
l Umschalter zum Luftdruckmefsapparat
mnop Klappenfernsteller.

II. Heizung.*)

Ueber Brennstoffe, Heizwert, Verbrennung, Schornsteine,**) Rauchverhütung siehe die im Inhaltsverzeichnis angegebenen Stellen der Bände I und II.

A. Stündlicher Wärmeverlust geschlossener Räume.

1. Allgemeines.

Bezeichnet

W die im Beharrungszustande stündlich durch die Umfassungsflächen eines Raumes (Wände, Fenster, Türen usw.) nach aufsen abgegebene Wärmemenge in WE (Wärmetransmission),

F die wärmeabgebende Fläche in qm,

t die Innentemperatur, t_0 die Aufsentemperatur ($t > t_0$),

---

*) Siehe Fufsnote zu I. Lüftung (S. 390).

**) Ueber Hausschornsteine in Preufsen s. C. Baltz, Preufsisches Baupolizeirecht, 3. Aufl., C. Heymanns Verlag, Berlin.

k die Wärmedurchgangszahl (Transmissionskoeffizient), d. i. die stündliche Wärmeabgabe in WE für 1 qm und 1° Temperaturunterschied, so ist $W = kF(t - t_0)$.

2. Werte für *k* nach A. Z. L. bzw. dem „Leitfaden".

(Im letzteren sind im Teil II, S. 28 ff. noch weitere Werte angegeben.)

a. Aufsenwände.

Backstein***)	Stärke†)	0,12	0,25	0,38	0,50	0,64	0,77	0,9	1,03	1,16	
	$k =$	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,55	
Sandstein	Stärke	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2
	$k =$	2,2	1,9	1,7	1,55	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,95
Kalkstein	Stärke	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2
	$k =$	2,5	2,2	2,0	1,8	1,7	1,55	1,4	1,3	1,25	1,2
Stampfbeton	Stärke	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3				
	$k =$	3,4	2,7	2,3	2,0	1,7	1,5				

b. Innenwände.

Backstein	Stärke†)	0,12	0,25	0,38	0,51	0,64	0,77		
	$k =$	2,2	1,5	1,2	1,0	0,8	0,7		
Kalksandstein	Stärke	0,12	0,25	0,38	0,51	0,64	0,77		
	$k =$	2,3	1,7	1,4	1,2	1,0	0,9		
Rabitzwand	Stärke	0,04	0,06	0,08	0,10				
	$k =$	3,1	2,8	2,5	2,3				
Gipsdielen	Stärke	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10
	$k =$	3,2	3,0	2,9	2,8	2,65	2,5	2,4	2,3
Prüfs'sche Wand ohne Luftschicht	Stärke	0,06							
	$k =$	2,7							

c. Fufsböden und Decken.

	als Fufsboden $k =$	als Decke $k =$
Balkenlagen mit halbem Windelboden	0,35	0,50
Gewölbe mit massivem Fufsboden	1,00	—
Gewölbe mit Dielung darüber	0,45	0,70
Hölzerne, über dem Erdreich hohl verlegte Fufsböden	0,80	—
dsgl. in Asphalt verlegt	1,00	—
Massive Fufsböden über dem Erdreich	1,40	—
Preufsische Kappe aus Vollsteinen mit Holzfufsboden	0,40	0,75
Horizontale Massivdecke System Kleine	0,35	0,70
Hohlsteindecke System Sekura	0,45	0,65
Hohlsteindecke System Westphal	0,90	1,25
Koenensche Plandecke	0,35	1,20
Rohrzellendecke System Wayss	0,45	0,75
Siegwartbalkendecke	0,60	1,30
Betonplattendecke	1,80	1,80

*) Bei Quaderverblendung ist für die gleiche Gesamtwandstärke K um 15 % zu erhöhen. †) Ohne Putz in m.

d. Türen. Im Mittel $k = 2{,}0$.

e. Fenster.

Einfache Fenster und Glasfüllungen in den Türen	$k = 5{,}0$
Einfache Fenster mit doppelter Verglasung . . .	$k = 3{,}5$
Doppelte Fenster	$k = 2{,}3$
Einfache Oberlichter, darüber Aufsenluft	$k = 5{,}3$
Doppelte Oberlichter, darüber Aufsenluft	$k = 2{,}4$

f. Dächer.

Teerpappdach, Zinkdach, Kupferdach, Schieferdach, alle auf Schalung	$k = 2{,}2$
Ziegeldach ohne Schalung (aber dicht)	$k = 4{,}9$
Ziegeldach auf Lattung, Schalung und Putz . .	$k = 1{,}6$
Holzzementdach	$k = 1{,}3$
Wellblechdach ohne Schalung	$k = 10{,}4$
Betondach mit Dachpappe und Putz	$k = 2{,}6$
dgl. mit Korkisolierung, Luftschicht und Putz . .	$k = 1{,}3$

3. Zuschläge zu dem so bestimmten Wärmeverluste nach A. Z. L.

a) für Himmelsrichtung, und zwar Norden, Nordosten, Nordwesten, Osten auf Aufsenflächen 15 %, Westen, Südosten, Südwesten auf Aufsenflächen 10 %,

b) für Eckräume und solche mit einander gegenüberliegenden Aufsenflächen weitere 5 % auf alle Aufsenflächen,

c) für Windanfall auf alle jene Strafsenansichtsflächen, die dem Windanfall ausgesetzt sind, sowie bei freistehenden Gebäuden auf alle Aufsenflächen 10 %,

d) für besonders hohe Räume mit Ausnahme von Treppenhäusern, und zwar für jedes Meter Mehrhöhe über 4 m auf den berechneten Wärmedurchgang 2½ %, aber insgesamt nicht mehr als 20 %,

e) für Anheizen und Betriebsunterbrechungen, und zwar für ununterbrochenen Betrieb mit Bedienung auch bei Nacht 5 %, dsgl. ohne Bedienung bei Nacht 10 %, für täglich unterbrochenen 13- bis 15stündigen Heizbetrieb, einschliefslich des Anheizens, das nicht unter drei Stunden anzunehmen ist, 15 %; für täglich 9- bis 12stündigen Heizbetrieb, sonst wie vor, 20 %; für den Betrieb nach längeren Unterbrechungen 30 %.*)

4. Ausnahmefälle.

Für Räume, die eine bedeutende Gröfse besitzen, selten und nur kurze Zeit benutzt werden (Kirchen, Hallen usw.), kann die notwendige Wärmemenge nicht aus dem Wärmedurchgang bestimmt werden, sondern es gelten nach dem „Leitfaden" folgende Berechnungen:

a) bei gut verteilter Heizfläche (Anordnung von Raumheizkörpern)

$$W = \frac{F \cdot k\,(t - t_0)}{2} + F_1 \left[23 + \frac{5\,(t - t_1)}{Z} \right],$$

*) Diese Zuschläge sind auf die einschliefslich der früher angegebenen Zuschläge ermittelte Gesamtwärme zu machen.

b) bei schlecht verteilter Heizfläche (Luftheizung)

$$W = \frac{F \cdot k\,(t - t_0)}{2} + F_1\left[40 + \frac{10\,(t - t_1)}{Z}\right],$$

worin bedeuten:

W die erforderliche stündliche Wärmemenge in WE,
F die Fensterfläche in qm,
F_1 die Fläche sämtlicher Wände, Decken, des Fufsbodens, der Säulen usw. in qm,
k die Wärmedurchgangszahl für grofse einfache Glasfenster = 5,3,
t die verlangte Innentemperatur,
t_1 die Anfangstemperatur beim Anheizen (etwa 0°),
t_0 die niedrigste Aufsentemperatur,
Z die Anheizdauer in Stunden.

Bei einer Raumhöhe über 12 m ist zu W für jedes weitere Meter 5 % zuzuschlagen.

B. Aufsen- und Raumtemperaturen nach A. Z. L. bzw. dem „Leitfaden".

1. Als tiefste Aufsentemperatur ist anzunehmen:
   für Mittel- und Süddeutschland . . . . — 20°
   „ Norddeutschland . . . . — 25°
2. Als tiefste Innentemperatur für unbeheizte Räume ist anzunehmen:
   für ungeheizte, unter der Dachfläche liegende Räume ohne Dachschalung . . . . — 15°
   dsgl. bei Dachschalung. . . . . — 10°
   für ungeheizte, öfter von der Aufsenluft bestrichene Räume, wie Durchfahrten, Vorhallen und Vorflure — 5°
   für ungeheizte oder nicht täglich geheizte, abgeschlossene Räume im Keller und in den übrigen Geschossen . . . . ± 0°
3. Als Raumtemperatur t (gemessen in Kopfhöhe 1,5 m über Fufsboden) ist einzuhalten für
   Krankenzimmer . . . . + 22°
   Geschäfts- und Wohnräume . . . . + 20°
   Säle, Hörsäle, Hafträume . . . . + 18°
   Sammlungs- und Ausstellungsräume, Flure, Gänge und Treppenhäuser, je nach Benutzung . + 10 bis 18°
   Hafträume zum Aufenthalt von Gefangenen bei Tage + 18°
   dsgl. bei Nacht . . . . + 10°
   Gewächshäuser, Kalthäuser . . . . + 15°
   dsgl. Warmhäuser . . . . + 25°
   Kirchen . . . . + 10 bis 12°
   Baderäume für gewöhnliche Bäder . . . . + 22°
   Ställe . . . . + 15°

Die Temperatur t' an der Decke des Raumes kann bei Anwendung mäßiger elektrischer Beleuchtung gesetzt werden:

bei vollem Heizbetrieb $t' = t + 0{,}1\,t\,(h - 3)$, höchstens $1{,}5\,t$,
ohne Heizung $t' = t + 0{,}03\,t\,(h - 3)$.

wenn h die Raumhöhe in m und t die Raumtemperatur in Kopfhöhe bedeuten.

Bei Zentralheizungen (und zwar sowohl bei Dampf- wie auch Warmwasserheizung) können selbsttätige Temperaturregler die Raumtemperatur auf eine beliebige gleichbleibende Temperatur einregeln.*)

Bei Heizungsanlagen, insbesondere in größeren Gebäuden, können Fernthermometer, die die Raum- bzw. Zulufttemperatur nach dem Bedienungsraume melden, nicht entbehrt werden.**)

C. Wärmeabgabe von Heizflächen***) und Schutz vor Wärmeabgabe.

1. Allgemeines.

Bezeichnet:

W die für 1 st insgesamt an den Raum abzugebende Wärmemenge in WE,

F die wärmeabgebende Heizfläche in qm,

t' die Eintritts-, t'' die Austrittstemperatur des Dampfes, des Wassers oder der Luft aus dem Heizkörper,

t_s die Temperatur der zuströmenden Luft, bzw. bei zwangläufiger Führung und Anwendung hoher Luftgeschwindigkeiten die mittlere Temperatur der zu- und abströmenden Luft,

k die Wärmedurchgangszahl, d. i. die stündliche Wärmemenge in WE, die von 1 qm der Fläche F bei 1° Temperaturunterschied zwischen der mittleren Temperatur des Heizmittels und der zuströmenden Luft an die Luft abgegeben wird, so gilt annähernd

$$F = \frac{W}{k\left(\frac{t' + t''}{2} - t_s\right)}.$$

2. Mittlere Werte für k bei Zentralheizungen.†)

Nach dem „Leitfaden", in dem noch weitere Werte angegeben sind.

a. Die Bewegung der die Wärme aufnehmenden Luft erfolgt nur durch den natürlichen Auftrieb.††)

1. Wärmeübertragung von Niederdruckdampf an Luft.

Schmiedeiserne Rohrschlangen über 25 mm l. W. bis 1 m Höhe . . . . $k = 11{,}0$

*) Heft II der Mitteilungen der „Prüf.-Anstalt".

**) Heft I obiger Mitteilungen unter „Einrichtungen" der Anstalt.

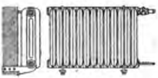
***) Unter Wärmeübergang. I. Bd. S. 381.

†) Die entsprechenden Zahlen für Lokalheizungen, Kessel- und Dampfwarmwasserapparate später.

††) Die Werte von k gelten für ungestrichene Heizkörper bei freier Aufstellung, bzw. weitmaschiger oberer Abdeckung, senkrechter Verkleidung und freiem unteren Luftzutritt. Bei Ummantelungen mit senkrechten Gitterflächen und in ihnen befindlichen unteren bzw. oberen breiten Ausschnitten für Luft-Zu- bzw. Abströmung ist k um 10% zu erniedrigen. Fehlen die Ausschnitte oder steht der Heizkörper in engen Nischen, kann k bis zu 40% abfallen (Heft IV, 12. Mitteilung der „Prüf.-Anstalt"). Dunkle Anstrichfarben vergrößern, helle verringern den Wert von k unwesentlich.

Schmiedeeiserne Rohrschlangen über 1 m Höhe . . . . . $k = 9{,}5$
gufseisernes Rippenrohr mit runden Rippen. . . . . $k = 6{,}5$
dsgl. Rippenheizkörper mit 3 bis 6 übereinander liegenden runden Rippenrohren . $k = 4{,}5$ bis $4{,}0$
gufseiserne Radiatoren (Abb. 5)

Abb. 5.



über 6 Elemente:
1- u. 2säulig; 500, 700, 1000 mm Bauhöhe; $k = 8{,}5$; 8,0; 7,7
3 „ ; 500, 700, 1000 „ „ ; $k = 7{,}3$; 7,0; 6,7.

2. Wärmeübertragung von Wasser an Luft*)

bei einem Unterschiede von 50 bis 60° zwischen der mittleren Wassertemperatur und der zuströmenden Luft.

Schmiedeiserne Heizschlangen über 25 mm l. W. bis 1 m Höhe $k = 8{,}5$
dsgl. über 1 m Höhe . . . . $k = 7{,}5$
gufseisernes Rippenrohr mit runden Rippen . . . . . $k = 5{,}0$
dsgl. Rippenheizkörper mit 3 bis 6 übereinander liegenden Rippenrohren . . . . $k = 4{,}0$ bis $3{,}0$
gufseiserne Radiatoren

über 6 Elemente:
1- u. 2säulig; 500, 700, 1000 mm Bauhöhe; $k = 6{,}8$; 6,5; 6,2
3 „ 500, 700, 1000 „ „ ; $k = 6{,}2$; 5,9; 5,7.

3. Wärmeübertragung von Luft an Luft durch eine dünne metallische Fläche.

Geschwindigkeit der die Wärme abgebenden Luft (Rauchgase)	k bei einem Unterschiede zwischen den mittleren Temperaturen beider Luftmengen von		
	20°	40°	60° und mehr
0,5	1,2	1,6	1,8
1,0	2,0	2,6	2,8
2,0	3,1	3,7	3,9
4,0	4,1	4,7	4,9
6,0	4,7	5,3	5,5
10,0	5,3	5,9	6,0

b. Die Bewegung der die Wärme aufnehmenden Luft erfolgt zwangläufig und mit bestimmter Geschwindigkeit v m/sk (Anwendung von Ventilatoren).**)

Als Heizkörper werden hierzu verwendet:

α) Radiatoren (Rippenheizkörper möglichst zu vermeiden) in besonderer Aufstellung,**)

β) Sturtevantheizkörper, bei denen Rohre verwendet werden, in denen Dampf oder Warmwasser und senkrecht zu denen die Luft strömt.**)

*) Das Wasser hat eine zu vernachlässigende Geschwindigkeit.
**) Heft III der Mitteilungen der „Prüf.-Anstalt“.

Digitized by Google

γ) durch Dampf oder Warmwasser (**Rauchgase**) **geheizte** Röhrenkessel, bei denen die Luft durch die Röhren strömt.*)

Abgerundete und im Auszug wiedergegebene Werte:**)

bei Anordnung α (Radiatoren) für

$v =$	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5 m/sk[1])
$k =$	12	19	24	29	35 WE
$h =$	0,05	0,15	0,25	0,4	0,6 mm W.-S.,

[1]) v Luftgeschwindigkeit im Zuluftkanal,

bei Anordnung β (Röhren von 33 mm äufserem Durchmesser, 5 mm Luftspalt und 2 Rohrreihen hintereinander) für

$v =$	1,0	2,0	4,0	7,0	10,0 m/sk[2])
$k =$	18	27	41	57	71 WE
$h =$	0,1	0,4	1,3	3,5	6,5 mm W.-S.,

[2]) v Luftgeschwindigkeit im engsten Querschnitte,

bei Anordnung γ (Röhren von 70 mm l. W. und einer Kessellänge von rd. 1,5 m) für

$v =$	1,0	2,0	4,0	7,0	10,0 m/sk[3])
$k =$	5,9	10,0	17,5	27,0	36,0 WE
$h =$	0,15	0,5	2,0	5,5	11,5 mm W.-S.

[3]) v Luftgeschwindigkeit in den Röhren.

3. Schutz vor Wärmeabgabe (Isolierungen).***)

Nach dem „Leitfaden".

Art der Umhüllung	Wärmeersparnis in Prozenten der Wärmeabgabe des unbekleideten Rohres bei einer Umhüllung von 20 mm	30 mm
Strohseil mit Lehm	36	43
Asbestschnur	44	48
Kieselgur, im Mittel	58	62
Dsgl. mit Korkteilchen (Kieselgurschalen)	69	74
Dsgl. mit organischen Bestandteilen (gebrannt)	74	80
Kunsttuffsteinschalen	67	72
Korkschalen	65	76
Rohseide (Zöpfe) im Mittel	78	81
Filz (bandagiert und mit Dextrin gestrichen)	84	87
Diatomitschalen, 30,7 mm stark, bandagiert, Oelfarbeanstrich	—	67
Dsgl. mit Filz, Nesseltuch	—	77
Diatomitschalen, 51 mm stark, bandagiert, Oelfarbeanstrich	—	76
Dsgl. mit Filz, Nesseltuch	—	82

*) Ausführungsformen siehe „Leitfaden", Tafel 16.

**) Diese Werte gelten für Dampfheizungen und für Warmwasserheizungen unter Anwendung hoher Wassergeschwindigkeiten (Pumpenheizung). Für Schwerkraft-Warmwasserheizungen verringern sich die Werte um höchstens 10 %.

***) Siehe auch Wärmeleitzahlen für Isolierstoffe I. Bd. S. 386; Z. d. V. D. I. 1908 S. 539.

Dauernd hält sich

bis 100°	Material unmittelbar am Rohr,
100 bis 120°	10 mm Kieselgurunterstrich, darüber Material,
120 bis 150°	20 mm Kieselgurunterstrich oder Luftmantel, darüber Material,
150 bis 200°	Luftmantel, Asbestschicht, Luftmantel, darüber Material.

D. Lokalheizung.

1. Kaminheizung.

Selten zur Erwärmung von Räumen benutzt.

Nachteile: Wärmeabgabe schwankend, sofortiges Erkalten des ungleichmäfsig erwärmten Raumes nach Ablöschen des Feuers, lästige strahlende Wärme, sehr geringer Wirkungsgrad.

2. Ofenheizung.

Man unterscheidet Oefen für:

a) schnelles, aber nicht nachhaltiges Erwärmen der Räume. Baustoff: Gufseisen (Kanonenofen und dessen Abarten). Nachteile: Glühende Flächen, strahlende Wärme, geringer Wirkungsgrad.

b) schnelles und nachhaltiges Erwärmen der Räume. Baustoff: Gufseisen und gebrannter Ton bzw. gufseiserne Oefen als Einsatz für Kachelöfen. Nachteile: Nachhaltige Erwärmung wird oft nicht erreicht, gufseiserner Einsatz wird glühend.

c) langsames, nachhaltiges Erwärmen der Räume. Baustoff: Ton (Kachel-, Berliner, russische und schwedische Oefen). Vorteile: Grofse Sauberkeit, keine glühenden Flächen, nicht zu starke strahlende Wärme, sparsamer Betrieb, namentlich bei rechtzeitigem vollständigen Verschlufs des Ofens, nachhaltige Erwärmung (Wohnungen). Nachteile: Langsames Anheizen und meistens ungenügende Erwärmung des Fufsbodens.

d) **Dauerbrandöfen** (Schütt- und Füllöfen). Baustoff: Gufseisen. Vorteile: Bei mäfsigem Dauerbetrieb und Verwendung von Korbrosten werden glühende Flächen vermieden, rasches Anheizen ermöglicht, nachhaltige Erwärmung durch Brennstoffaufspeicherung erzielt; guter Wirkungsgrad. Dieser noch verbessert und gleichmäfsigere Wirkung des Ofens erreicht durch Regelung des Zuges (Regulieröfen). Jene Bauarten vorzuziehen, die durch fallende Züge die Feuergase auch nach unten führen (Erwärmung des Fufsbodens). (Wohnungen, Schul- und Krankenräume.)

e) **Ventilationsöfen.** Oefen mit Mänteln und Luftführung zwischen Mantel und Ofen. Vorteile: Verminderung der strahlenden Wärme, nicht unbedeutende Lüftung. Bedingungen richtiger Bauart: Fehlen glühender Flächen, der Mantel mufs zwecks guter Luftführung weit genug abstehen, und die Reinigung des Ofens darf nicht behindert sein.

Berechnung der Oefen.

Versuche fehlen, daher bestimmte Angaben nicht möglich.*) Man kann für Zimmertemperatur die stündliche Wärmeabgabe für 1 qm glatter Ofenfläche schätzen bei Kachelöfen zu 500 bis 600 WE, bei eisernen Oefen zu 2500 WE, bei Dauerbrandöfen zu 1500 bis 1000 WE. Die Wärmeabgabe glatter zu gerippter Ofenheizfläche verhält sich bei gleicher Grundfläche etwa wie 4 : 5.

3. Kanalheizung.

Wagerechte oder ansteigende Kanäle aus Mauerwerk oder Gufseisen, durch die die Verbrennungsgase strömen (Kirchen, Gewächshäuser). Nachteile: ungesund und geringe Heizwirkung. Die stündliche Wärmemenge für 1 qm kann angenommen werden: für gemauerte Kanäle zu 1000 WE, für gufseiserne Rippenrohre zu 1500 WE. Die gröfste Länge eines Rohrzuges soll 35 m nicht übersteigen.

4. Gasheizung.

Vorteile: Reinlichkeit, leichte Regelung der Wärmeerzeugung, sofortiger Eintritt des Beharrungszustandes der Verbrennung, Fortfall der Wärmeverluste in den Zuleitungen, geringste Reparaturen und Betriebsunterbrechungen.

Nachteile: Hohe Betriebskosten, Explosionsgefahr nicht immer unbedingt ausgeschlossen.

Geeignet zur Verwendung in Sonderfällen bei Räumen, die selten und nur kurz erwärmt werden sollen (auch wenn die anderen Räume Zentralheizung erhalten), oder als „mittelbare Gasheizung", bei der Warmwasser (Dampf) in Gasöfen bereitet und dann durch die Heizkörper einer normalen Zentralheizung strömt, oder für städtische Gebäude (Schulen), wenn städtische Gaswerke vorhanden sind.

Ueber Bau von Gasöfen s. die vom Deutschen Verein von Gas- und Wasserfachmännern herausgegebene Anleitung und Handhabung von Gasheizapparaten.**)

Für die Berechnung sind für 1 cbm Leuchtgas 4000 bis 5000 nutzbare WE zu rechnen, hiervon bei Schornsteinanschlufs 10 bis 12 % abzuziehen.

5. Petroleumheizung.

Kommt nur als (namentlich tragbare) Hilfsheizung in Betracht. Nachteile: Austreten der Verbrennungserzeugnisse meistenteils in die Räume, verhältnismäfsig teurer Betrieb, ungesund und Explosionsgefahr nicht ausgeschlossen.

6. Elektrische Heizung.

Wegen der hohen Betriebskosten nur in Ausnahmefällen zu verwenden, z. B. für elektrische Bahnen, kleinere Heizapparate in Kranken-

*) In der „Prüf.-Anstalt" ist eine Versuchsanlage für Kachelöfen im Bau, in der späterhin diese Werte bestimmt werden sollen.

**) R. Oldenbourg, München und Berlin.

häusern oder in Fällen, wo aus Wasserkräften gewonnene Elektrizität zur Verfügung steht.

Berechnung der frei werdenden Wärme nach dem Jouleschen Gesetz (I. Bd. S. 396).

Ausführung der Heizapparate als Freidrähte, isolierte, zu einzelnen Heizzellen zusammengesetzte Widerstände und als Glühkörper.

E. Zentralheizungen.

1. Allgemeines.

Vorteile: Verlegung der Feuerungs- und Bedienungsstellen an einen einzigen Ort (Keller), Wegfall jeglichen Kohle- und Aschetransportes in den Räumen, Erzielung regelbarer und gleichmäfsiger Raumtemperaturen, Vermeidung von Zugerscheinungen, Ermöglichung wirtschaftlicher Betriebe, rauchschwacher Feuerungen und damit Verringerung der Rauch- und Rufsplage in den Städten.

2. Warmwasserheizung.

Heizkörper stehen im allgemeinen höher als der Kessel, Rohrleitungen wegen Entlüftung von letzterem stetig bis zum Ausdehnungsgefäfs ansteigend.

Man unterscheidet „Niederdruck-Warmwasserheizung" (N. D. W. H.) mit offenem Ausdehnungsgefäfs und Wassertemperaturen bis 100° und „Mitteldruck-Warmwasserheizung (M. D. W. H.) mit einem mit geschlossenem bzw. belastetem Ventil versehenen Ausdehnungsgefäfs (oder Windkessel) und Wassertemperaturen bis 120°. Sonst unterscheiden sich beide Systeme grundsätzlich nicht, jedoch wird die M. D. W. H. wegen ihrer gesundheitlichen und sonstigen Nachteile selten ausgeführt. Nachstehendes bezieht sich daher auf die N. D. W. H.

a. Gewöhnliche oder Schwerkraft-Warmwasserheizung.

Vorteile: Oberflächentemperatur der Heizkörper unter 100° (meistens unter 80°), daher keine Staubversengung, milde, gleichmäfsige Wärmeabgabe, gesundheitlich einwandfrei, zentrale Regelung, Geräuschlosigkeit, sparsamer Betrieb, grofse Haltbarkeit.

Nachteile: Gröfsere Wärmeaufspeicherung, daher langsames Hochheizen, langsames Erkalten, hohe Anlagekosten.

Anwendung: Wohngebäude, Schulen, Krankenhäuser, Verwaltungsgebäude, Museen, Geschäftshäuser usw.

Kessel: Bei kleineren und mittleren Anlagen gufseiserne Gliederkessel (Abb. 6 S. 412), bei großen Anlagen mehrere (bis etwa 5) in batterieweiser Anordnung, darüber hinaus schmiedeeiserne Kessel, möglichst im Gröfsenverhältnis 1 : 2 oder 2 : 3 unterteilt. Selbsttätige Verbrennungsregler zur Einhaltung bestimmter und von Hand einstellbarer Wassertemperaturen.

Die Kesselheizfläche errechnet sich:

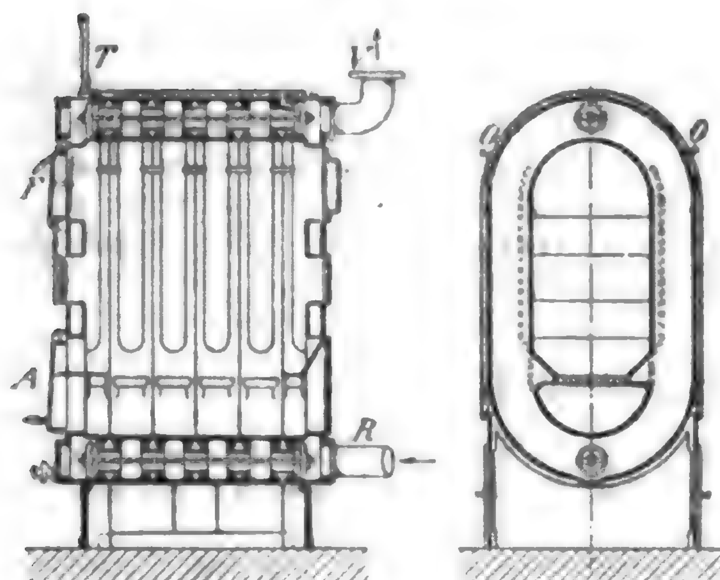
α) für ununterbrochenen Betrieb: $F = \frac{1{,}1\ W}{K}$,

worin

F die Kesselheizfläche in qm,

W die bei der betreffenden Temperatur ermittelte gesamte stündliche Durchgangswärme des Gebäudes (jedoch ohne Anheizzuschlag) in WE,

Abb. 6.



V Vorlauf *F* Fülltür
R Rücklauf *A* Aschefall
O Reinigungsöffnungen

K die stündliche Kesselbelastung für 1 qm Heizfläche im Beharrungszustande (Rauchgastemperatur 180 bis 200°) bedeutet. Für gufseiserne Kessel kann K bis 7000 angenommen werden.

β) für unterbrochenen Betrieb:

Bezeichnet aufser obigen Benennungen

Z den Anheizzuschlag in WE,

A den Wasserinhalt der ganzen Anlage in kg,

B das Eisengewicht der Anlage in kg,

z die Anheizdauer in Stunden,

v die Temperatur, bis auf welche die Anlage während der Nacht abgekühlt ist (etwa 30°),

t die mittlere Wassertemperatur im Beharrungszustande,

K_1 die stündliche Kesselbelastung für 1 qm Heizfläche während des Anheizens (Rauchgastemperatur rd. 300°). Für gufseiserne Kessel kann K_1 zu 8000 WE geschätzt werden, so ist

$$F = \frac{1{,}1\,[(W + Z)\,z + (A + 0{,}12\,B)\,(t - v)]}{z\,K_1}.$$

Heizkörper S. 406 ff. Sie sind mit Ventilen zu versehen, die eine doppelte Einstellung ermöglichen. Diese dient erstens zur einmaligen Einregelung der Anlage und zweitens zur jeweiligen Regelung der Heizkörper selbst.

Rohrleitung.*) Die folgenden Tafeln beziehen sich auf das vom Röhrensyndikat an Mitglieder des „Verbandes Deutscher Zentralheizungs-Industrieller“ gelieferte „Verbandsrohr“.

*) S. auch I. Bd. 6. Abschn., Maschinenteile unter „Rohre“.

Rohrdurchmesser lichter d m	äufserer D m	Gewicht eines Meters Rohr kg	Inhalt eines Meters Rohr l	Aufsenfläche eines Meters Rohr qm
A. Muffenrohr.*)				
0,011	0,016	0,88	0,095	0,0503
0,014	0,020	1,26	0,153	0,0628
0,020	0,026	1,87	0,314	0,0817
0,025	0,033	2,68	0,491	0,1037
0,034	0,042	3,74	0,908	0,1320
0,039	0,048	4,62	1,195	0,1508
0,043	0,052	5,06	1,452	0,1634
0,049	0,059	6,38	1,886	0,1854
0,065	0,076	9,10	3,318	0,2388
B. Flanschenrohr.*)				
0,057	0,063	4,45	2,552	0,1979
0,064	0,070	4,90	3,217	0,2199
0,070	0,076	5,35	3,848	0,2388
0,076	0,083	6,35	4,536	0,2608
0,082	0,089	6,78	5,281	0,2796
0,088	0,095	7,30	6,082	0,2985
0,094	0,102	9,01	6,940	0,3204
0,100	0,108	9,56	7,854	0,3393
0,106	0,114	10,10	8,825	0,3581
0,113	0,121	11,46	10,029	0,3801
0,119	0,127	12,03	11,122	0,3990
0,131	0,140	14,10	13,478	0,4398
0,143	0,152	16,22	16,061	0,4775
0,156	0,165	17,65	19,113	0,5184
0,169	0,178	19,08	22,432	0,5592
0,192	0,203	26,60	28,953	0,6377
0,216	0,229	35,30	36,644	0,7194
0,241	0,254	39,50	45,617	0,7980
0,264	0,279	49,60	54,739	0,8765
0,290	0,305	54,70	66,052	0,9582

Berechnung der Rohrleitung.**)

1. Zweirohrsystem.

Bezeichnungen. Nebst den aus Abb. 7 ersichtlichen Benennungen:

h_1, h_2, h_3 ... der senkrechte Abstand der Heizkörpermitten von Kesselmitte in m,

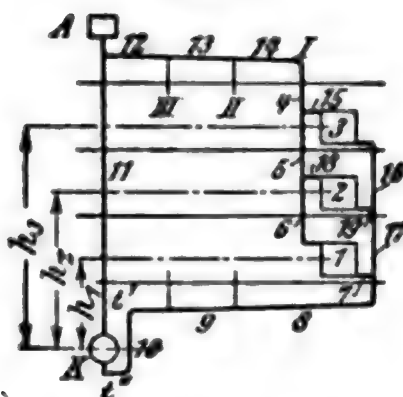
*) Abmessungen abgerundet.

**) Die Wärmeabgabe der Rohrleitung wird vernachlässigt. Ihre Berücksichtigung ist schwierig und erfordert die Benutzung besonderer, im „Leitfaden" (II. Teil) veröffentlichter Hülfstafeln (Nr. 18 u. 19), aus welchem Grunde auf das genannte Werk verwiesen werden mufs. S. dort auch über den Sonderfall „Etagenheizung".

d_1, d_2, d_3 ... die lichten Rohrdurchmesser in m . .	der bezüglichen Teilstrecke.	
v_1, v_2, v_3 ... die sekundlichen Geschwindigkeiten in m		
l_1, l_2, l_3 ... die Längen in m		
R_1, R_2, R_3 ... der Reibungswiderstand für 1 m Rohr .		
Z_1, Z_2, Z_3 ... die Summe der Einzelwiderstände . .		

Unter Teilstrecke wird jeder Rohrzug verstanden, in dem sich weder der Durchmesser, noch die zu fördernden Wärmemengen ändern.

Abb. 7.



A Ausdehnungsgefäfs
K Kessel
1, 2, 3 Heizkörper
I, II, III Fallstränge

W_1, W_2, W_3 ... die stündliche Wärmeabgabe der Heizkörper 1, 2, 3 ...,

W_I, W_{II}, W_{III} ... die Gesamtwärmemengen, die durch die Fallstränge I, II, III ... zu fördern sind,

t' die Vorlauf-, t'' die Rücklauftemperatur in ^{0} C,

γ', γ'' die bezüglichen Gewichte von 1 cbm Wasser in kg.

Temperaturen: Gewählt werden:

$t' = 80$ bis 90^0 C; $t'' = 60$ bis 70^0 C.

Wirksame Druckhöhen H_1, H_2 usw.

H_1 (für Heizkörper 1) $= h_1 (\gamma'' - \gamma')$ in mm W.-S.*) . . . (I)
H_2 („ „ 2) $= h_2 (\gamma'' - \gamma')$ „ „ „ usw.

Widerstandshöhen H_{W_1}, H_{W_2} usw.

Stromkreis des Heizkörpers 1

$$H_{W_1} = (lR+Z)_1 + (lR+Z)_7 + (lR+Z)_8 + \ldots + (lR+Z)_{14} + (lR+Z)_4 + (lR+Z)_5 + (lR+Z)_6 \quad \text{(II)}$$

Rohrdurchmesser z. T. für den Stromkreis des Heizkörpers 1.

α) Für den Kostenanschlag.

Von der wirksamen Druckhöhe H_1 wird ein bestimmter Teil (in der Regel 50 %) für die Einzelwiderstände abgezogen,**) der Rest durch die Rohrlänge dividiert, und so der Druckabfall für das lfd. m erhalten. Nach Feststellung dieser Zahl ermöglichen die Hülfsblätter Nr. 1 bis 4 bzw. die Taf. 23 oder 24 unmittelbar die Ablesung der anzunehmenden Durchmesser.

β) Für die Ausführung.

Es wird für jede Teilstrecke:

a) der Ausdruck lR mit Hülfe der Taf. 23 oder 24 bzw. der Hülfsblätter Nr. 1 bis 4 („Leitfaden", 2. Teil) und

b) der Ausdruck $Z = \frac{v^2}{2G} \gamma \Sigma \zeta$ mit Hülfe der Taf. 21 sowie der Hülfsblätter Nr. 1 bis 4 bzw. der Taf. 23 oder 24

bestimmt und (I) = (II), d. h. $H_1 = H_{W_1}$ gesetzt. Ist keine Gleichheit vorhanden, so müssen einzelne Teilstrecken so lange geändert werden, bis die Gleichung erfüllt ist.

*) Taf. 17 des „Leitfadens". — **) Taf. 20 des „Leitfadens".

Ebenso für die Stromkreise der anderen Heizkörper, nur daß hierbei schon eine größere Anzahl bereits berechneter Durchmesser vorliegt.

Bei Anwendung „oberer Wasserverteilung" sind, infolge der Abkühlung der Rohrleitung, die wirksamen Druckhöhen in der Regel ganz bedeutend größer als die oben abgeleiteten Werte H_1, H_2 usw. Die auftretenden „zusätzlichen Druckhöhen" können für die praktisch wichtigsten Fälle der Taf. 18 des „Leitfadens" entnommen werden.

Reibungs- (R) und Einzelwiderstände (Z).

Nach eingehenden Untersuchungen der „Prüf.-Anstalt" (Heft 5 der Mitteil.) ist zu setzen:

$$\left.\begin{aligned} R \text{ für Muffenrohre } &= 2570\,\frac{v^{1,84}}{d^{1,26}} \text{ in mm W.-S.,} \\ R \text{ für Siederohre } &= 4920\,\frac{v^{1,80}}{d^{1,37}} \text{ in mm W.-S.,} \\ Z \text{ für beide Rohrarten } &= \frac{v^2}{2g}\,\gamma\,\Sigma\zeta \text{ in mm W.-S.,} \end{aligned}\right\} \text{(III)}$$

Gültig für eine mittlere Wasser-temperatur von 70° C.*)

Die genauen ζ-Werte sind in der Tafel 21 des „Leitfadens" aufgeführt. Abgerundete, im Auszug wiedergegebene Werte sind folgende:

Radiatoren**)	3,0
Kessel	2,0
Eckventile	9,0
Durchgangsventile, je nach Durchmesser .	15,0 bis 30,0
Strangventile " " " .	7,0 " 16,0
Flanschenventil (119 l. W.)	7,0
Eckhähne , je nach Durchmesser . .	4,0 bis 7,0
Durchgangshähne " " " . .	2,0 " 4,0
Absperrschieber " " " . .	0,5 " 1,5
Drosselklappen " " " . .	1,0 " 3,5
Knie " " " . .	1,0 " 2,0
Bogen 90° " " " . .	0,5 " 1,5
Doppelbogen 180°, je nach Form und Durchm.	1,0 " 2,0
Plötzliche Querschnittsverengungen, ζ bez. auf die Geschwindigkeit im engeren Querschnitt	0,2 " 0,5

T-Stücke, unter der Voraussetzung, dafs im T-Stück Geschwindigkeitsumsetzungen vermieden werden:

in der Durchgangsrichtung . . . . $\zeta = 1,0$
in der Abzweigrichtung . . . . . $= 1,5$

Die in den Gl. (III) enthaltenen Beziehungen sind im „Leitfaden„ in den Hülfsblättern Nr. 1 bis 4 bzw. in den Tafel 23, 24 so verarbeitet, dafs die R- und Z-Werte unmittelbar in mm W.-S. abgelesen werden können.

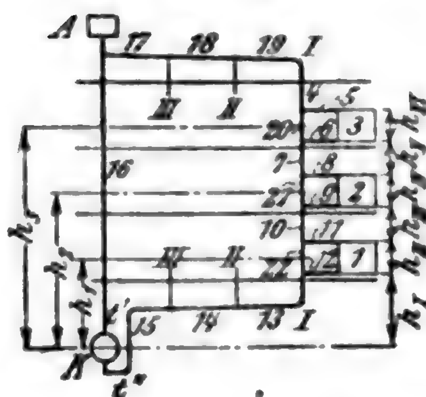
2. Einrohrsystem.

Bezeichnungen nebst den aus Abb. 8 ersichtlichen Benennungen wie unter 1., aufserdem

*) Wegen anderer Temperaturen s. „Leitfaden".
**) Für Rohrschlangen ist der Widerstand nach dem Werte für R zu bestimmen.

t_1, t_2, t_3 .... die Wassertemperaturen in °C } in den entspr. Teilsträngen bzw. Heizkörpern.
$\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ .... die bez. Wassergewichte in kg/cbm }

Abb. 8.



A Ausdehnungsgefäfs
K Kessel
1, 2, 3 Heizkörper
I, II, III Fallstränge

Temperaturen. Wie bei (I), aufserdem ist der Temperaturabfall in den Heizkörpern (höchstens 10°) zu wählen.

Zu rechnen die Mischtemperaturen

$$t_7 = t' - \frac{W_3 (t' - t'')}{W_1 + W_2 + W_3}$$

$$t_{10} = t' - \frac{(W_2 + W_3)(t' - t'')}{W_1 + W_2 + W_3}.$$

Wirksame Druckhöhen H_I, H_{II} usw.

$$\left.\begin{array}{l} H_I \text{ (für Strang I)} = h_I \gamma'' + h_{II} \gamma_1 \\ \quad + h_{III} \gamma_{10} + h_{IV} \gamma_2 + h_V \gamma_7 \\ + h_{VI} \gamma_5 - (h_I + h_{II} + \ldots + h_{VI}) \gamma'. \end{array}\right\} \text{(IV)}$$

Sinngemäfs für die anderen Stränge.

Widerstandshöhen H_{W_I}, $H_{W_{II}}$ usw.

$$\left.\begin{array}{l} H_{W_I} = (lR + Z)_1 + (lR + Z)_2 + (lR + Z)_3 + (lR + Z)_4 \\ \quad + (lR + Z)_5 + \ldots + (lR + Z)_{17} + (lR + Z)_{18} + (lR + Z)_{19}. \end{array}\right\} \text{(V)}$$

Rohrdurchmesser.

α) Stromkreise über die Heizkörper.

1. Für den Kostenanschlag } wie unter 1.
2. Für die Ausführung }

β) Umgehungsleitungen.

$$h_{II} (\gamma_1 - \gamma_{22}) + (lR + Z)_{22} = (lR + Z)_{11} + (lR + Z)_{12}. \quad \text{(VI)}$$

Die Umgehungsleitung ist so zu bestimmen, dafs die Gl. (VI) erfüllt wird. (Benutzung der Tafel 17, 22 oder 23 bzw. der Hülfsblätter Nr. 1 bis 4.)

b. Schnellstrom- oder Schnellumlaufheizung.*)

Durch Zumischen von Dampf oder Luft in das Vorlaufwasser werden grofse wirksame Druckhöhen erzielt, so dafs Heizkörper auch tiefer als der Kessel stehen können und die Rohrleitungen enger (billiger) werden als bei der gewöhnlichen Schwerkraftheizung.

Anwendung. Aus verschiedenen wichtigen Gründen (gesundheitliche Erwägungen, schwere Regelung, Notwendigkeit der Verwendung von Sondereinrichtungen usw.) nur für Sonderfälle, bei denen die Erwärmung tiefer als der Kessel gelegener Räume anders nicht möglich ist (etwa durch Anordnung höher als der Kessel gelegener Heizkörper im selben Strang, Aufstellung des Heizkörpers unter der Decke und zwangläufige Führung der Luft bis an den Fufsboden) und Pumpen vermieden werden sollen.

Heizkörper. Wie unter a S. 412.

Berechnung. Dieselbe wie unter a, nur ändern sich die wirksamen Druckhöhen; sie sind verschieden bei den einzelnen Systemen und werden von den Spezialfirmen angegeben.

*) Ueber ihre Ausführungsformen, Kessel u. Apparate siehe Meier, Gesundhtsing. 1907.

c. Pumpenheizung.

Durch Einschalten einer mechanisch betriebenen Pumpe in den Rücklauf werden dieselben Vorteile wie unter b erzielt, jedoch bleiben im Gegensatz zu b die gesundheitlichen Vorteile der gewöhnlichen Warmwasserheizung, die Möglichkeit leichter und auch zentraler Regelung, die lange Lebensdauer usw. uneingeschränkt bestehen.

Anwendung. Für einzelne Gebäude als Sonderfall, wenn die Heizkörper tiefer stehen als der Kessel, für ganze Gebäudegruppen als Fernwarmwasserheizung, siehe diese.

Kessel und Heizkörper. Wie unter a S. 411 ff.

Berechnung. Für einzelne Gebäude wie unter a, nur werden die wirksamen Druckhöhen H um den nutzbaren Pumpendruck H_p vergröfsert. Für Fernwarmwasserheizung siehe diese (S. 428).

d. Heifswasser(Perkins-)heizung.

Allgemeines.

Besteht aus einer in sich geschlossenen Rohrleitung von 0,023 m innerem und 0,033 m äufserem Durchmesser, von der ein Teil im Feuer liegt (Kessel), ein zweiter Teil im Raume (Heizkörper), und der dritte Teil die verbindende Rohrleitung zwischen beiden bildet.

Wassertemperatur gewöhnlich 150° (6 at abs.).

Anwendungsgebiet. Zur Zeit nurmehr ganz selten angewendet (in Trockenanlagen).

Berechnung. Mit Rücksicht auf die seltene Ausführung wird auf den „Leitfaden" verwiesen.

3. Dampfheizung.

a. Niederdruckdampfheizung.

Dampfspannung 1,05 bis 1,1, selten bis 1,2 at abs.

Vorteile: Geringe Wärmeaufspeicherung, schnelles Hochheizen, geringere Anlagekosten als bei Warmwasserheizung.

Nachteile: Heizflächentemperatur rd. 100° (Staubversengung), Unmöglichkeit zentraler Regelung, Geräusch, Rosten der schmiedeisernen Kondensleitungen.

Anwendungsgebiet: Theater, Versammlungs- und Festsäle, Hotels, Kirchen usw.

Kessel. Nicht konzessionspflichtig, wenn mit einem Standrohr versehen, das höchstens 5 m über Wasserstand endigt und im allgemeinen 80 mm weit ist. Für Preufsen gilt:

Kesselheizfläche	Lichter Durchmesser des Standrohres
bis zu 4 qm	mindestens 25 mm
„ „ 5 „	„ 45 „
„ „ 6 „	„ 50 „
„ „ 7,5 „	„ 55 „
„ „ 8,5 „	„ 60 „
„ „ 10 „	„ 65 „
„ „ 11,5 „	„ 70 „
„ „ 13 „	„ 75 „
über 13 „	„ 80 „

Ausführung der Kessel im allgemeinen wie bei der Niederdruck-Warmwasserheizung, jedoch Anwendung selbsttätiger Verbrennungsregler zur Einhaltung gleichbleibender Spannungen und Anordnung von Dampfdomen zur Erzielung möglichst trockenen Dampfes.

Berechnung der Kessel wie bei der Wasserheizung.

Heizkörper S. 406, wie unter 2. Manchmal mit Luftumwälzung (im Heizkörper ist dann ein Dampf-Luftgemisch) eingerichtet, um die Oberflächentemperatur unter 100^0 herabzudrücken.

Rohrleitung. Abmessungen S. 413. Entwässerung durch Wasserschleifen, die das Abfliefsen des Kondensats ermöglichen, aber das Durchschlagen des Dampfes verhindern.

Berechnung. Bezeichnet:

W die stündlich am Ende eines Rohres geforderte Wärmemenge in WE (Q die entsprechende Dampfmenge),

W' die stündlich durch Wärmeabgabe des Rohres bedingten Wärmeverluste in WE, für gut umhülltes Rohr $W_1 = 1000\,D\,l$, für nicht umhülltes Rohr $W_1 = 3000\;Dl$ (Q' die entsprechende Dampfmenge),

p_2 bzw. p_1 den abs. Anfangs- bzw. Enddruck des Dampfes im Rohr in kg/qm,

d den inneren, D den äufseren Rohrdurchmesser in m,

l die Länge des Rohres in m,

$\Sigma\xi$ die Summe der Einzelwiderstände,

p den Spannungsabfall für die Ueberwindung der Einzelwiderstände in kg/qm, so ist

a) ohne Berücksichtigung der Einzelwiderstände:

$$p_2 - p_1 = \frac{l\,W(W + W')}{(1000\,d)^5}, \quad \ldots \ldots \quad (VII)$$

$$d = 0{,}001 \sqrt[5]{\frac{l\,W(W + W')}{p_2 - p_1}}; \quad \ldots \quad (VIII)$$

b) bei ihrer Berücksichtigung ist die rechte Seite der Gleichung (VII) um

$$p = \frac{(W + W')\,\Sigma\,\xi}{(2330\,d)^4} \text{ (Taf. 30 d. „Leitfadens") } \quad . \; . \quad (IX)$$

zu vergröfsern und in Gleichung (VIII) statt $p_2 \ldots p_2 - p$ zu setzen.

Als Anfangsdruck für gufseiserne Radiatoren ist höchstens 10 kg/qm anzunehmen, für Rohrschlangen der Anfangsdruck p' in kg/qm, wie folgt, zu rechnen:

$$p' = \frac{0{,}33047\,W_H^3}{d^5\,D\,H} \quad \ldots \ldots \ldots \quad (X)$$

worin W_H die stündliche Wärmeabgabe der Rohrschlange bedeutet.

Der Anfangsdruck am Heizkörper (z. B. 10 kg/qm) ist gleich dem Enddrucke in der Rohrleitung, während deren Anfangsdruck gleich dem Betriebsdrucke der Heizung, also 500 bis höchstens 2000 (besser 1000) kg/qm, zu setzen ist. Dividiert man den bezüglichen Druckunterschied durch die Länge des (ungünstigsten) Rohrzuges, so erhält man den Druckabfall für 1 lfd. m, der gegebenenfalls nach dem Kessel zu auch gesteigert werden kann.

Dieser für $(p_2 - p_1)$ in Gleichung (VIII) eingesetzt, ergibt bei bekanntem Werte von W, für $l = 1$ und Schätzung von W' den fraglichen auf Handelsmafs aufzurundenden Durchmesser.

Wesentlich .einfacher ist die Annahme der Durchmesser nach Taf. 29 des „Leitfadens".

In allen Fällen sollte, um Geräuschlosigkeit der Anlage zu sichern, bei nun bekannten Rohrleitungen rückwärts bis zum Kessel die Betriebsspannung nach Gleichung (VII) ermittelt bzw. die Abzweigstränge nach Gleichung (VIII) verbessert werden. Die Einzelwiderstände können dann nach Gleichung (IX) (Taf. 30 d. „Leitfadens") Berücksichtigung finden, wobei in die Gleichungen (VII) und (VIII) statt $p_2 \ldots p_2 - p$ einzusetzen ist.

Wesentlich ist die Annahme nicht zu grofser Spannungsabfälle für senkrechte Stränge, die zu umhüllen und am Fufse zu entwässern sind.

Einzelwiderstände. Es können dieselben Werte wie für Wasserheizung (S. 415) angenommen werden.

Niederschlagswasserleitungen.

Bei trockenen Niederschlagswasserleitungen ist keine, bei nassen (d. i. stets mit Wasser gefüllten) Leitungen besondere Entlüftung der Stränge bzw. Heizkörper nötig.

Für senkrechte Leitungen . . . . $d_1 = 0{,}5\,d$,
„ wagerechte „ . . . . $d_1 = 0{,}7\,d$,

wenn d den lichten Durchm. der Dampfleitung, d_1 den lichten Durchm. der zugehörigen Kondensleitung bedeutet (s. auch Taf. 31 des „Leitfadens").

Bei Sammeln des Niederschlagwassers in einer Zisterne, Hochheben desselben in einen Behälter und Abfluſs aus diesem durch natürliches Gefälle ist die Leitung wie eine einfache Warmwasserleitung zu berechnen: $h = \Sigma (lR + Z)$

b. Hochdruckdampfheizung.

Dampfspannung für Raumheizung 1,5 bis 2 at abs., für Fernheizungen 7 bis 9 at abs.

Vorteile. Wärmeübertragung auf weite Strecken.

Nachteile. Heizflächentemperatur über 100° (trockene Destillation des Staubes), Unmöglichkeit der Regelung, Geräusch.

Anwendungsgebiet. Unmittelbare Erwärmung von Räumen nur in Sonderfällen (Fabrikräumen), sonst für die Fernleitung der Wärme (Fernheizungen, s. diese S. 427 ff.).

Kessel s. II. Bd. S. 5 ff.

Heizkörper s. Warmwasserheizung S. 411 ff.

Rohrleitung. Abmessungen S. 406. Entwässerung durch Dampfwasserableiter, die das Abfliefsen des Niederschlagwassers zulassen, jedoch das Durchschlagen des Dampfes verwehren.*)

Berechnung. Sinngemäfs wie bei Niederdruckdampf (Taf. 28 des „Leitfadens"), nur mit dem Unterschiede, dafs der Spannungsabfall für das laufende Meter nach dem Kessel gesteigert wird. Ist der Spannungsabfall gewählt, sonach für jede Länge l der Unterschied

*) Mitteilungen der „Prüf.-Anstalt" Heft 2.

27*

zwischen Anfangs- und Enddruck $p_2 - p_1$ bekannt, so haben folgende Formeln Geltung:

Ohne Einzelwiderstände

$$d = 0{,}088 \sqrt[5]{\frac{l\,Q\,(Q + Q')}{(p_2 - p_1)(p_2 + p_1 + 6120)}}, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (XI)$$

$$p_2 - p_1 = \sqrt{\frac{52\,830\,l}{(100\,d)\,5}\left[Q\,(Q + Q') + (p_1 + 3060)^2 - 3060\right]}; \quad (XII)$$

für die Einzelwiderstände gilt:

$$p = \frac{(Q + Q')^2\,\Sigma\,\xi}{(111{,}9\,d)^4\,\gamma} \text{ (Taf. 30 d. „Leitfadens"); } \quad . \quad . \quad (XIII)$$

ferner für alle 3 Gleichungen $Q = \frac{W}{\lambda}$; $Q' = \frac{W'}{\lambda_m} = m\,D\,l$,

worin λ bzw. λ_m die Verdampfungswärme bezogen auf die Eintrittsspannung bzw. auf die mittlere Dampfspannung bedeutet und m gesetzt werden kann: bei ungeschützten Rohrleitungen bis etwa 5 at abs. $m = 10$, bei gut vor Wärmeabgabe geschützten Rohren $m = 2{,}1$.

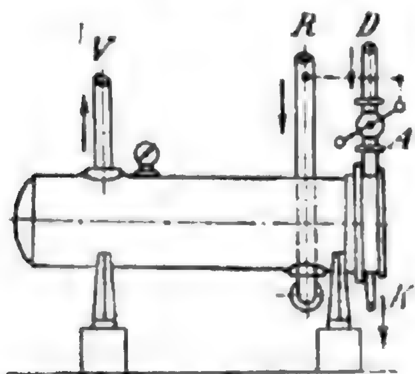
Auch hier ist die Kontrollrechnung nach dem Kessel zu (bzw. für die Abzweigstränge) wichtig, wobei unter Berücksichtigung der Einzelwiderstände in die Gleichungen (XI) und (XII) statt p_2 . . . . $p_2 - p$ einzusetzen ist.

Einzelwiderstände und Niederschlagswasserleitung wie bei der Niederdruckdampfheizung (S. 419).

4. Dampfwarmwasserheizung.

Gewöhnliche Warmwasserheizung, bei der die Erwärmung des Heizwassers in besonderen Apparaten (Dampfwarmwasserkessel, Gegenstromapparaten) durch Frischdampf oder Abdampf erfolgt (Abb. 9).

Abb. 9.



A Selbsttätiger Temperaturregler
D Dampfleitung
K Niederschlags-Wasserleitung
V Warmwasser-Vorlaufleitung
R Warmwasser-Rücklaufleitung

Bei Berechnung dieser Apparate kann für den stündlichen Wärmeübergang (K) von Dampf an Wasser für 1 qm Heizfläche und für 1° Temperaturunterschied zwischen den mittleren Temperaturen beider Heizmittel gesetzt werden:

a) $K = 300 + 1800\sqrt{v}$, wenn v die sicher zu ermittelnde Wassergeschwindigkeit (zwischen 0,5 und 2 m/sk) bedeutet,

b) $K = 1000$ bis höchstens 1500, wenn v nicht sicher bestimmt werden kann.

Der Druckabfall in den Dampfschlangen des Apparates ist für Niederdruckdampf nach Gleichung (X), für Hochdruckdampf unter Annahme der unter 3 gegebenen Bezeichnungen nach Gleichung (XIV) zu berechnen:

$$p_2 - p_1 = \sqrt{\frac{17\,610\,l}{(100\,d)^5}\,Q'^2 + (p_1 + 3060)^2} - 3060, \quad (XIV)$$

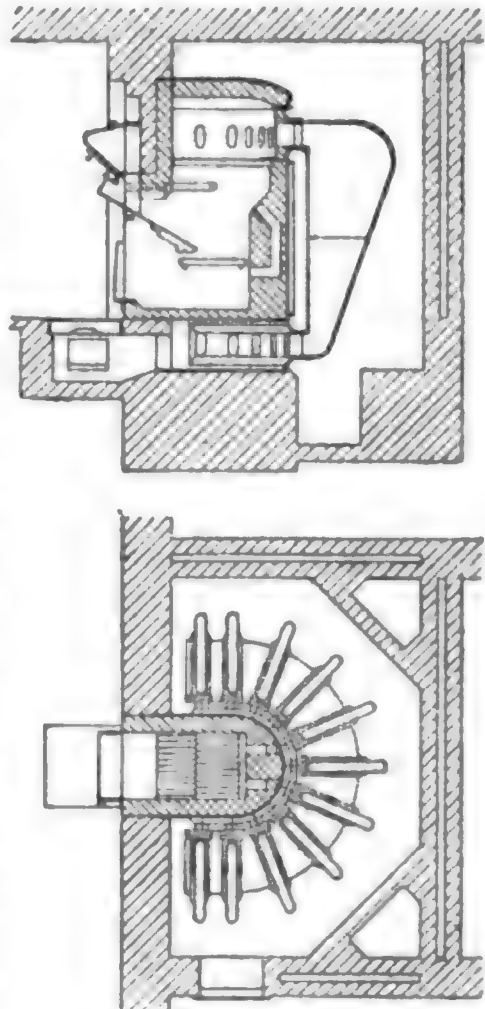
wobei Q' die stündlich zu übertragende Wärmemenge bedeutet.

5. Dampfwasserheizung.

Dampfheizung, bei der die Heizkörper, um entsprechende Wärmeaufspeicherung zu ermöglichen, teilweise oder ganz mit Wasser gefüllt sind. Wird fast nicht mehr angewendet.

6. Luftheizung.

Abb. 10.



Erwärmung der Räume durch eingeführte warme Luft, und zwar stets Frischluft; nur in besonderen Fällen (Hallen, Flure, Treppenhäuser, Anheizen von Kirchen) kann die Luft dem Raume selbst entnommen werden (Zirkulations-Luftheizung).

Die Lufterwärmung erfolgt entweder durch unmittelbar von Feuer (Feuerluftheizung, Abb. 10) oder durch mittelbar von Dampf bzw. Wasser (Dampf- bzw. Wasserluftheizung) erwärmte Heizapparate. In letzterem Falle öfter unter Verwendung von Ventilatoren.

Anwendungsgebiet. Feuerluftheizungen nur dann, wenn die Temperaturen der Heizflächen nicht wesentlich mehr als 100°, die Temperatur der in den Raum einströmenden Luft nicht über 50° beträgt, wenn der Heizapparat zugänglich ist, gute Ausdehnungsfähigkeit, leichte Reinigung von Staub, Rufs und Asche (letzteres nur von aufserhalb der Heizkanäle) ermöglicht, und wenn auch bei Windanfall eine genügende Erwärmung aller Räume gesichert scheint.

Wasser- oder Dampfluftheizungen, bei denen unter richtiger Anordnung, gegebenenfalls unter Verwendung von Ventilatoren alle obigen Bedingungen erfüllt werden, können meist unter Aufstellung besonderer örtlicher Dampf- bzw. Warmwasserheizkörper zur Erwärmung von Theatern, Sitzungssälen, Restaurants usw. empfohlen werden.

Gröfse der Heizfläche. Bezeichnet:

L_H die gesamte stündliche Luftmenge, die dem Heizapparat behufs Erwärmung zuzuführen ist in cbm der tiefsten Aufsentemperatur, d. i. t_0^0,

t_H die Temperatur, auf die die Luftmenge zu erwärmen ist,

W' die stündlich vom Heizapparat zur Erwärmung dieser Luft abzugebende Wärmemenge in WE,

so ist
$$W' = \frac{0{,}306\, L_H}{1 + \alpha\, t_0}\,(t_H - t_0).$$

Ist durch den Heizapparat auch eine bestimmte Wassermenge zur Befeuchtung der Luft zu verdampfen, so ist W' um W'' zu erhöhen.

$$W'' = A\,Q = \frac{L}{100}\left(p\,g - \frac{1 + \alpha\, t_0}{1 + \alpha\, t}\,p_0\, g_0\right).$$

Darin bedeuten:

Q die Summe aus Flüssigkeits- und Verdampfungswärme, die dem zu erwärmenden Wasser bis zur Verdampfung (etwa bei 40 bis 50°) zuzuführen ist,

L den gesamten in den Räumen bei der niedrigsten Aufsentemperatur t_0 erforderlichen Luftwechsel, gegeben in cbm und Raumtemperatur t,

p bzw. p_0 die relative Feuchtigkeit der Innen- bzw. Aufsenluft (in der Regel zu setzen $p = 50$, $p_0 = 80$),

g bzw. g_0 die Wassermengen in kg, die 1 cbm Luft von der Temperatur t bzw. t_0 bei voller Sättigung enthält (I. Bd. S. 403).

Die Werte für A enthält Taf. 8 des „Leitfadens".

Bezeichnet ferner:

F die Heizfläche des Heizapparates in qm,

q die von dem Feuerluftheizapparat für 1 qm und Stunde abgegebene Wärme,

k die Warmedurchgangszahl für Dampf- bzw. Warmwasserheizkörper,

tm die mittlere Temperatur des Dampfes bzw. Wassers,

tm' die mittlere Temperatur der dem Heizkörper zu- bzw. abströmenden Luft,

so ist für Feuerluftheizung $F = \dfrac{W' \text{ (bzw. } + W'')}{q}$,

für Dampf- bzw. Wasserluftheizung $F = \dfrac{W' \text{ (bzw. } + W'')}{k\,(tm - tm')}$.

Werte von q bzw. k bei Ofen- bzw. Dampf(Warmwasser-)heizung.

Berechnung der Kanäle: Bestimmung der Luftmengen L_1 und der Temperaturen t_1', die der Berechnung des Kanals zugrunde zu legen sind.

α) Der Luftwechsel richtet sich nur nach der zu liefernden Wärmemenge.

Bezeichnet:

W die stündliche Wärmeabgabe des Raumes (in WE), bezogen auf die tiefste Aufsentemperatur t_0,

W_1 die stündliche Wärmeabgabe des Raumes (in WE), bezogen auf jene höchste Aufsentemperatur t_1 (S. 396), bei der noch der volle Luftwechsel zu erzielen ist, genau genug zu setzen

$$W_1 = W \frac{t - t_1}{t - t_0},$$

t die Raumtemperatur,

t' die bei der Aufsentemperatur t_0 erforderliche Temperatur der Zuluft,

t_1' die der Berechnung des Kanals zugrunde zu legende Temperatur der Zuluft,

L die bei der Aufsentemperatur t_0 zur Erwärmung des Raumes erforderliche Luftmenge in cbm von t^0,

L_1 die der Berechnung des Kanals zugrunde zu legende Luftmenge in cbm von t^0,

so ist
$$L_1 = mL = m \frac{W(1 + \alpha t)}{0{,}306\,(t' - t)}.$$

Werte für m

t'	$t = 20^0$		
	$t_1 = \pm 0$	$+5$	$+10$
30	0,70	0,62	0,52
40	0,72	0,64	0,54
50	0,73	0,65	0,55

Ferner ist: $$t_1' = t + \frac{W_1(1+\alpha t)}{0{,}306\,L_1}.$$

β) Der Luftwechsel ist vorgeschrieben.

Bezeichnet aufser den früheren Benennungen:

L_v den vorgeschriebenen stündlichen Luftwechsel des Raumes in cbm von t^0,

L_e den stündlichen zur Erwärmung des Raumes erforderlichen Luftwechsel in cbm von t^0,

so ist zunächst zu bestimmen: $$t' = t + \frac{W(1+\alpha t)}{0{,}306\,L_v}.$$

Ist $t' < 50^0$, so ist $L_1 = L_v$ und $t_1' = t + \frac{W_1(1+\alpha t)}{0{,}306\,L_v}$ zu setzen.

Ist $t' > 50^0$, so kann für die tiefste Aufsentemperatur L_v nicht eingehalten werden, sondern ist zu ersetzen durch

$$L_e = \frac{W(1+\alpha t)}{0{,}306\,(50-t)}.$$

In diesem Falle wird $L_1 = m L_e$, wobei die früher angegebenen Werte von m anzuwenden sind.

Ferner ist: $$t_1' = t + \frac{W_1(1+\alpha t)}{0{,}306\,L_1}.$$

Für beide Fälle wird die weitere Durchrechnung unter Zugrundelegung von L_1 und t_1' genau so wie bei Lüftungsanlagen durchgeführt.

Wärmeverlust eines Kanals. Bezeichnet:

G die stündlich zu fördernde Luftmenge in kg,

F_1 die äufsere, wärmeabgebende Fläche des Kanals in qm,

t_1 die Anfangstemperatur der Luft im Kanal,

t_2 die Endtemperatur der Luft im Kanal,

t_s die Temperatur der den Kanal umgebenden Luft,

c die spezifische Wärme der Luft bei unveränderl. Druck $= 0{,}237$,

k_1 die Wärmedurchgangszahl für die Kanalwand (S. 407),

so ist $$t_1 = \frac{(2\,Gc + F_1 k_1)\,t_2 - 2\,F_1 k_1 t_s}{2\,Gc - F_1 k_1}.$$

Ueber Mischung von Luftmengen s. I. Bd. S. 401 ff.

F. Zentralheizungen in Verbindung mit Kraftbetrieben.

1. Allgemeines.

Wird einer Dampfmaschine (Dampfturbine) Dampf*) unter bestimmter Spannung zugeführt, so nützt sie das Druckgefälle entweder bis zur Atmosphäre (Auspuffmaschine) oder bis zur Luftleere (Kondensationsmaschine) fast vollständig aus, während sie von den mit dem Dampf zugeführten Wärmemengen höchstens etwa 25 % aufbraucht, und rund 75 % durch den Auspuffdampf oder durch das Kühlwasser verloren gehen.

Gerade hier kann die Heizungs- und Lüftungstechnik nutzbringend eingreifen und unter Verwertung dieser preisgegebenen Wärmemengen wirtschaftlich aufserordentlich günstig arbeitende Betriebe schaffen.**)

2. Heizung und Zwischendampfentnahme.

Mit dem Kraftbetrieb kann eine Hochdruckheizung (Fabrikheizung, Heizung von Trockenräumen usw.) wirtschaftlich günstig unter Zwischendampfentnahme aus dem Aufnehmer von Dampfmaschinen oder aus irgend einer Druckstufe von Dampfturbinen (Anzapfturbinen) durchgeführt werden. Im ersteren Falle ist insbesondere für eine vorzügliche Entölung des Maschinendampfes zu sorgen, da das Oel durch Absetzen in den Heizrohrleitungen (Zusetzen derselben) sowie durch Verminderung der Wärmeabgabe der Heizkörper zu Störungen bzw. Unterbrechung des Heizbetriebes führen kann.***)

Die Berechnung der an die Kraftmaschine anzuschliefsenden Heizung erfolgt genau so, wie es unter Hochdruckdampfheizung angegeben ist.

3. Abdampfheizung.†)

Muster einer Frischdampf-Abdampfzentrale (Abb. 11).

Die Abdampfheizung kann als a) Dampfheizung, b) Dampfwarmwasserheizung ausgeführt werden.

Der aus der Maschine kommende Abdampf wird vorzüglich entölt, entwässert und in ein Ausgleichgefäfs (Abdampfverteiler) geleitet.

---

*) Dampfverbrauchszahlen II. Bd.

**) Brabbée, Die Heizungsanlage im Fabrikgebäude der Deutschen Gasglühlicht-Aktiengesellschaft (Auergesellschaft), Berlin, Z. d. V. d. I. 1909. — Derselbe, Abwärmeverwertung, Werkst.-Technik 1912.

***) Ueber die Einrichtungen der Kraftmaschinen hierfür siehe: Eberle, Der Einflufs des Gegendruckes und der Zwischendampfentnahme auf den Dampfverbrauch von Kolbendampfmaschinen, Z. d. V. d. I. 1907. — Deinlein, Dampfmaschine und Heizungsanlagen, Z. bayr. Rev.-V. 1908. — Die AEG-Turbine für Abgabe und Verwertung von Niederdruckdampf (Gegendruck- und Anzapfturbinen), herausgegeben von der AEG, Berlin.

†) Josse, Neue Kraftanlagen, Oldenbourg 1909. — Biegeleisen, Die Abdampfheizung mit Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit des Dampfmaschinenbetriebes, Oldenbourg 1906. — Urbahn, Ermittlung der billigsten Betriebskraft für Fabriken, Springer 1913. — Rüsler, Abdampf-Kraftanlagen, Z. bayr. Rev.-V. 1909. — Schneider, Ueber die Verwertung des Zwischendampfes und Abdampfes der Dampfmaschinen zu Heizzwecken, Springer 1913. — Hottinger, Einige Dampfkraftanlagen mit Abwärmeverwertung, Z. d. V. d. I. 1912. — Reutlinger, Zwischendampfverwertung in Entwicklung, Theorie und Wirtschaftlichkeit, Springer 1911.

Dieses wird über ein selbsttätig wirkendes, druckminderndes Zusatzspeiseventil mit den Kraftkesseln verbunden, enthält entsprechende Sicherheitsventile mit Signalvorrichtungen und die Verbindungsstränge zur Heizung.

Diese selbst ist genau wie eine „Niederdruckdampfheizung" bzw. wie eine „Dampfwarmwasserheizung" zu berechnen, nur ist die Berechnung unter Annahme geringer Spannungsabfälle für 1 lfd. m besonders

A Ölabscheider
B Schalldämpfer
C Sicherheitsventil
D Speisewasservorwärmer
E Umschaltvorrichtung
H Niederdruckverteiler
J Reduzierventile
K Mitteldruckverteiler
L Hochdruckverteiler
M Kondenstöpfe für Hoch- und Mitteldruck
N Kondenswasserableiter für Niederdruck

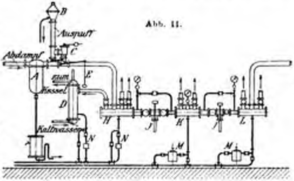


Abb. 11.

sorgfältig durchzuführen und die Stränge bestens zu entwässern, da sonst unzulässig hohe Gegendrücke auf die Maschine auftreten.

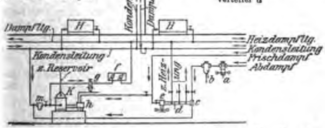
4. Vakuumheizung. (Abb. 12.)

Der aus dem Niederdruckzylinder kommende Dampf wird entölt, entwässert und ebenso wie unter 3. in den Ventilstock der Heizung geleitet. Am Ende der Kondensleitung befindet sich eine nasse Luft-

Abb. 12.

h Dampfzylinder der Vakuumpumpe *K*
I Absperrventile — *f* Manometer
a Auspuffventil — *g* Pumpenregler
b Ölabscheider — *m* Schlammfang
e Reduzierventil — *H* Heizkörper.

⊠ × Sonderkonstruktion von Kondensventilen, die Luft und Wasser, aber nicht Dampf durchlassen
c Kondensventil am Heifsdampfverteiler *d*



pumpe, die unter Zuhülfenahme besonderer Ventile am Ventilstock und an jedem Heizkörper aus diesen Luft und Dampf bis auf ein bestimmtes Vakuum absaugt, wobei durch die Ventile verhindert wird, dafs Dampf in die Kondensleitung kommt.

Digitized by Google

Vorteile: Oberflächentemperatur der Heizkörper unter 100°, Ausdehnung der Heizung auf bedeutende Entfernungen, kleinere Rohrabmessungen, geringerer Gegendruck auf die Maschinen. In Deutschland noch wenig angewendet.

Ebenso wie bei der Abdampfheizung kann auch bei Vakuumheizung der Dampf, statt in die Raumheizkörper, in Dampfwarmwasserapparate gesandt werden, die dann als Oberflächenkondensatoren wirken (s. unter 5).

5. Abwärmeheizung.

a) Ausnutzung der von Rauchgasen mitgeführten Wärmemengen, s. Kanalheizung.

b) Verwendung der Auspuffgase oder des Kühlwassers von Gasmaschinen.

Das Kühlwasser, das etwa mit 50 bis 60° vollständig rein den Motor verläfst, kann unmittelbar als Warmwasser zu Gebrauchszwecken (unter Umst. zur Heizung) verwendet werden. Die Auspuffgase, deren Temperaturen 300 bis 500° betragen, sind am besten in ähnlichen Apparaten wie Dampfkessel-Vorwärmer zur Warmwassererzeugung auszunutzen, jedoch die Gase nicht unter 100° (Wasserabscheidung) abzukühlen.

Im allgemeinen kann man rechnen, dafs etwa $^1/_3$ der gesamt im Motor entstehenden Wärme durch Ausnutzung der Abgas- und Kühlwasserwärme nutzbringend verwertet werden kann.*)

c) Ausnutzung der in den Kondensationsanlagen von Dampfbetrieben verfügbaren Wärmemenge zu Heizzwecken.**)

Dies ist im allgemeinen nur möglich bei Anlagen mit Oberflächenkondensation, da das bei Einspritzkondensation erforderliche Frischwasser zu Zerstörungen der Heizungsanlage führen würde.

Bei Oberflächenkondensation kann nahezu 75 % der den Kraftmaschinen insgesamt zugeführten Wärmemenge ausgenutzt werden, und zwar einfach dadurch, dafs das Kühlwasser entweder durch Schwerkraftwirkung oder unter dem Einflufs von Pumpen seinen Weg in die Heizung nimmt.

Dabei ist es aber je nach der herrschenden Aufsentemperatur erforderlich, die Austrittstemperatur des Kühlwassers (Vorlauftemperatur des Heizwassers) zu ändern. Dies erfolgt unter Beeinflussung (Abschwächung) des Vakuums durch regulierbares Einlassen von Luft in die Vakuumleitung. Bei tiefster Aufsentemperatur kann unter Abschaltung der Luftpumpe mit Auspuff gearbeitet werden.

Da Dampfmaschinen gegen Abschwächung des Vakuums weit unempfindlicher sind als Dampfturbinen, eignen sich insbesondere erstere zu solchen Ausführungen, wobei wieder die Einzylinder- der Zweizylindermaschine vorzuziehen ist.

---

*) Hottinger, Verwendung der Dieselmotorabwärme zu Heiz- und Warmwasserbereitungszwecken, Gesundhtsing. 1909.

**) L. Meyers, Warmwasserfernheizung unter Ausnutzung der Abwärme einer 100 PS-Kondensationsmaschine, Z. d. V. d. I. 1910.

G. Fernheizungen. (Abb. 13.)

1. Allgemeines.

Für gröfsere Gebäudegruppen, insbesondere für städtische Anlagen in Verbindung mit eigenen Elektrizitätswerken (Heil-, Irren- und Krankenanstalten, auch wenn sie im Pavillonsystem angelegt werden). Anlage von Akkumulatorenbatterien und Wärmespeichern zum Ausgleich der Kesselbelastung und zur wirtschaftlichen Ausführung der Heizeinrichtungen. Die Gröfsenbestimmung der letzteren, wie auch der Kessel, hat aus Diagrammen zu erfolgen, in denen für Winter bzw. Sommer die Dampf- bzw. Warmwassermengen für Kraft- und Lichtbetrieb, für Heizung und Warmwasserversorgung, für Koch- und Waschküche usw. als Funktion der Tages- bzw. Nachtstunden aufgetragen sind.

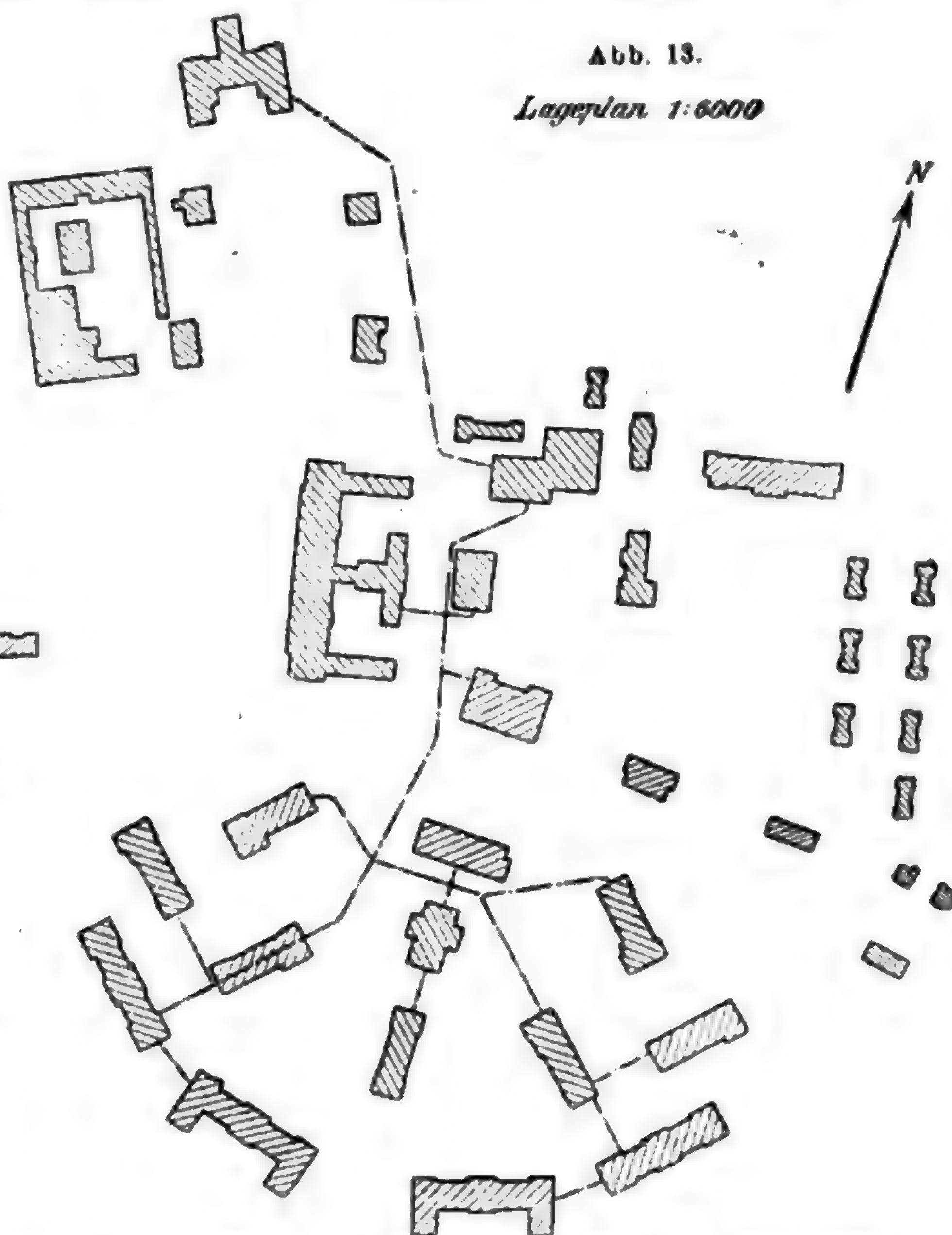


Abb. 13.

Lageplan 1:6000

Vorteile: Versorgung weit auseinanderliegender Baulichkeiten mit Wärme, Licht und Kraft von einer einzigen Feuerstelle, vereinfachte Bedienung, Verminderung von Rauch und Rufsbelästigung, Wegfall von Kohle- und Aschetransport in den einzelnen Gebäuden, billiger und insbesondere bei Verbindung mit Elektrizitätswerken ausgezeichnet wirtschaftlicher Betrieb.

2. Ferndampfheizung.

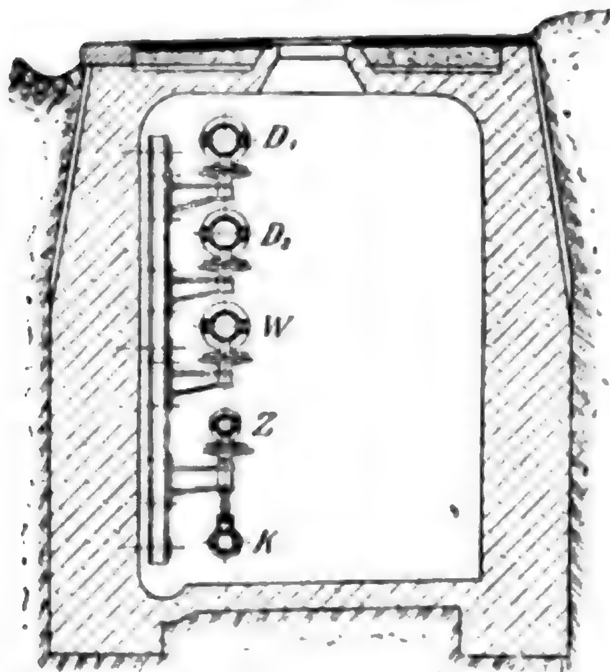
Insbesondere anzuwenden, wenn im ganzen Gelände zum Kochen, Waschen, Sterilisieren, Desinfizieren usw. Dampf benötigt wird oder einzelne Gebäude Dampfheizung, andere Warmwasserheizung (dann als Dampfwarmwasserheizung auszuführen) erhalten sollen. Nur Vergleich

der Betriebskosten, einschliefslich Tilgung und Verzinsung der Anlage, kann gegenüber einer Fernwarmwasserheizung in wirtschaftlicher Hinsicht entscheiden.

Kessel. 8 bis 12 at abs. Keine oder nur mäfsige (bis höchstens 200°) Ueberhitzung. Besser Rauchgase im Kessel voll auszunutzen, bzw. Vorwärmer für Speisewasser. Selbsttätige Beschickung, Feuerungsüberwachung sehr vorteilhaft. Besondere Sorgfalt auf Entnahme von trockenem Dampf zu verwenden.

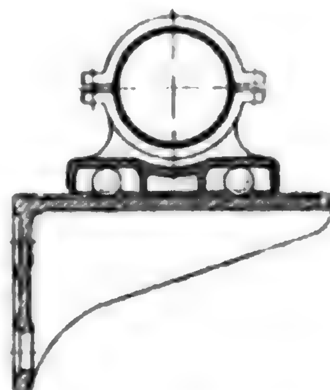
Leitungen. Mit grofsem Spannungsabfall zu rechnen, so dafs bei stärkstem Betrieb am Ende etwas mehr als Gebrauchsspannung herrscht.

Abb. 14.



D_1 Hochdruckdampfleitung I
D_2 Hochdruckdampfleitung II
W Warmwasser-Versorgungsleitung
Z Warmwasser-Zirkulationsleitung
K Kondensleitung

Abb. 15.



Umgehungsleitung von geringem Durchmesser zum Anlassen. Bester Wärmeschutz sowohl der Leitungen wie Flanschen, beste Rohrverbindungen (Schweifsen). Lagerung der Dampfleitungen in begehbaren Kanälen (Abb. 14) möglichst auf Kugelschlitten (Abb. 15), kupferne, besser richtig bemessene schmiedeiserne Ausdehnungsvorrichtungen und Entwässerung unter sägeförmiger Anordnung. Aushülfsleitung (Leitung D_2, Abb. 14) so zu wählen, dafs sie gegebenenfalls unter Steigung der Dampfspannung und Einstellung (Einschränkung) der Lüftung genügt, den Wärmebedarf für die Beheizung der unbedingt zu erwärmenden Gebäude, der Kochküche, der erforderlichen Bäder usw. zu decken.

Berechnung der Leitungen s. unter Hochdruckdampfheizung.

Am Ende der Leitung selbsttätige Druckminderung (am besten doppelt) auf Gebrauchsspannung. Anordnung entsprechender Verteiler, von denen die eigentliche Niederdruckdampfheizung beginnt.

3. Fernwarmwasserheizung.

Schematische Darstellung einer Zentrale (Abb. 16).

Insbesondere anzuwenden, wenn Gebäude, die gröfsere Dampfmengen benötigen (Waschküche, Kochküche usw.), in der Nähe des Kesselhauses liegen, sonach im Gelände selbst Dampf entweder nicht

oder nur in kleinen Mengen gebraucht wird, zu deren Erzeugung Gas- oder elektrische Kochapparate verwendet werden können.

Sehr wirtschaftliche Betriebe möglich, wenn die Fernwarmwasserheizung in Verbindung mit einem Kraftwerk (Elektrizitätswerk) gebracht

Abb. 16

werden kann, wobei dann zu Zwecken der Fernheizung bzw. Fernwarmwasserversorgung entweder der Abdampf verwendet oder unmittelbar das Kühlwasser von Oberflächenkondensatoren ausgenutzt werden kann.

Vorteile gegenüber der Ferndampfheizung: Mäßigere Beanspruchung der Leitungen, daher keine Ausdehnungsbögen nötig, Verlegung der Leitungen in nicht begehbaren Kanälen (Abb. 17), kleinere Wärmeverluste, zentrale Regelung vom Kesselhaus, Fortfall von Druckminderungsventilen, Dampfwasserableitern, lange Lebensdauer.

Abb. 17

V Warmwasservorlaufleitung
R Warmwasserrücklaufleitung

Kessel. Nur so viel Dampfkessel, als unbedingt zu Kraftzwecken, für Wasch- und Kochküche usw. nötig sind. Sonst unmittelbar gefeuerte Warmwasserkessel, die gleichzeitig als Wärmespeicher benutzt werden können. Ermittlung der Größe von Dampf- bzw. Warmwasserkessel auf Grund von Diagrammen, die über den Kraft- und Heizbedarf sowie über die auswertbaren Abwärmemengen aufgestellt werden.

Zur Aushilfe Dampfkessel, die unter Aufstellung entsprechender Dampfwarmwasserapparate gleichzeitig zur Aushilfe für die Warmwasserkessel dienen.

Pumpen. 2 Pumpensätze mit möglichst verschiedenen Antriebsmaschinen, z. B. Dampf- und elektrischer Antrieb, Drehkolbenpumpen mit Drehkolbendampfmaschinen, langsam laufende Zentrifugalpumpen mit unmittelbarem oder Riemenantrieb durch Elektromotoren oder Dampfturbinen (Abdampf ist immer auszunutzen).

Die Pumpen sind in den Rücklauf zu setzen, es ist dafür zu sorgen (aus dem Druckdiagramm [Abb. 18] der Leitung zu ersehen), dafs am Saugstutzen der Pumpe noch ein entsprechender Ueberdruck gegen die Atmosphäre (etwa 5 m Wassersäule) herrscht, da sonst der Wasserfaden abreifsen kann und gefährliche Wasserschläge möglich werden.

Leitungen. Gröfste Geschwindigkeit 2,5 bis 3 m/sk. Berechnung der Druckverluste genau wie bei der Wasserheizung (s. Pumpenheizung).

Abb. 18.

L Leitungskreis durch Vor- und Rücklauf

I, II, III . . . Gebäudeanschlüsse

H Ausdehnungsgefäfs

P Pumpe im Kesselhaus

H_P durch die Pumpe erzeugter Druckunterschied

a statischer Druck über der ganzen wagerecht gedachten Leitung im Ruhezustand

b Druckerhöhung auf den Höchstdruck im Betrieb *H*

c Druckentlastung im Betrieb

d verbleibender Gesamtdruck im Betrieb

e Druck am Saugstutzen der Pumpe (Ueberdruck) im Betrieb

Ausdehnungsgefäfs in die Vorlaufleitung, und zwar nach Mafsgabe der Abb. 18 derart anzuordnen, dafs der gröfste Teil der Leitung (Heizkörper) von dem in der Anlage herrschenden statischen Druck entlastet wird, jedoch am Saugstutzen der Pumpe noch genügender Ueberdruck über die Atmosphäre vorhanden ist. Solche Diagramme geben auch über die für jedes Gebäude (Heizkörper) zu berücksichtigenden Betriebsdruckverhältnisse Aufschlufs.

Bei Anordnung des Ausdehnungsgefäfses im Rücklauf wird der Druck in der Anlage meist unnütz erhöht.

Abb. 19.

V Hauptvorlauf

R Hauptrücklauf

V_I Vorlauf für Gebäude I

R_I Rücklauf für Gebäude I

Gebäude. Anordnung von kleinen Unterzentralen bei Abzweigung der Hauptleitungen in die Gebäude, von welchen durch Drosseleinrichtungen *D* (Abb. 19) der Druckunterschied (Temperaturunterschied) für das Gebäude eingestellt werden kann. Im Gebäude selbst erfolgt der Anschlufs an die Leitungen V_I und R_I entweder nach dem Einrohr- oder Zweirohr- oder gemischten System.

7. ABSCHNITT.

Fabrikanlagen.

I. Wahl des Fabrikortes.

Die Wahl des Standortes einer gewerblichen Anlage wird durch mannigfache Verhältnisse beeinflufst. Durch unrichtige Bewertung dieser Umstände kann die Wirtschaftlichkeit einer Fabrik gänzlich in Frage gestellt werden.

Es sind daher vor allem folgende acht Gesichtspunkte bei der Ortwahl zu berücksichtigen:

1. **Transportverhältnisse und Transportkosten** für den Bezug der Roh- und Hülfstoffe sowie für den Versand der Erzeugnisse. Sie geben bei sonst zusagenden Verhältnissen oftmals den Ausschlag und müssen rechnerisch verfolgt werden; so z. B. bei Ziegeleien (Ton und Kohle), Eisenhütten (Erze und Koks), Kalköfen, Zementfabriken usw.

Bei Ziegeleien verhalten sich die Ton-, Ziegel- und Kohlenmengen im allgemeinen wie etwa $5:3:1/_8$. Ihre Lage wird also weder an der Zeche, noch an der Verbrauchstelle der Ziegel (Stadt) sein, sondern an oder nahe den Tongruben.

Hochofenwerke, die Erze von 33 % Fe-Gehalt verarbeiten sollen, bedürfen zur Erblasung von 1 t Roheisen 3 t Erze und etwa 1 t Koks. Es verhalten sich also die Erzmengen zu den Koks- und Eisenmengen wie 3 : 1 : 1. Daher hier für reine Hochofenanlagen die Lage „auf den Erzen" die vorteilhafteste.

Bei besseren Erzen und gemischten Werken (Puddelöfen, Thomas- oder Bessemer- und Walzwerken mit Hochofen verbunden) überwiegt die Kohlenmenge, und dann ist die Lage „auf den Kohlen" die wirtschaftlich vorteilhaftere.

Die Transportkosten lassen sich durch Gleisbahnen (Voll- oder Schmalspur, Zahnbahnen), Seil- und Hängebahnen sowie sonstige mechanische Fördereinrichtungen ermäfsigen.

2. **Bodenpreise.** Bodenpreise sind im allgemeinen in grofsen Ortschaften höher als in kleinen, ferner höher im Weichbild oder in der Nähe einer Stadt als bei abseitiger Lage, endlich auch höher an der Eisenbahn oder einem schiffbaren Wasserlauf als an der Landstrafse. Durch Rechnung ist zu prüfen, welches Grundstück wirtschaftlich vorteilhafter ist. Abseitige Lage bedingt vermehrte Transportkosten, wobei alles Frachtgut einschl. des Packmaterials, Abbrandes und Verlustes beim Umladen usw. zu berücksichtigen ist. Hierbei ist auch spätere Erweiterung zu berücksichtigen, da die Bodenpreise durch Errichtung von Fabrikanlagen meistens in die Höhe gehen.

Auf gute Verkehrswege ist Wert zu legen. Beste Lage ist im allgemeinen da, wo Eisenbahnanschlufs sich mit schiffbarer Wasserstrafse paart, weil dann billigster Bezug der Roh- und Hülfstoffe auf dem Wasserwege und schneller Versand der Erzeugnisse auf der Eisenbahn ermöglicht wird.

Mühlen für Verarbeitung ausländischen Getreides müssen an einer Wasserstrafse liegen, daher die vielen Getreidemühlen am Rhein, an der Donau usw. Mühlen für inländisches Getreide müssen ihren Standort im getreidebauenden Bezirk erhalten. Störungen der Wasserstrafsen durch Frost und Hochwasser sind zu berücksichtigen, dsgl. Wegstörungen durch Schnee usw. bei abseitiger Lage der Fabrik. Pünktliche Lieferung ist wichtig wegen Beibehaltung der Abnehmer usw.

3. Verwertung einer etwa vorhandenen Energiequelle.

a) Durch Wärmekraftmaschinen.

Stein- und Braunkohlen, Torflager, Holz, Petroleum, Spiritus, Naturgas, Hochofen- und Koksofengas, Schwelgas, Kraftgas.

b) Durch Wasserkraftmaschinen.

Bergsee, Talsperre, Wasserlauf und Wasserfall.

Vor Anlage eines Wasserkrafthauses sind die Kosten einer PSst sorgfältig zu ermitteln und mit denen einer Wärmekraftmaschine zu vergleichen.

Wo die Veränderlichkeit einer Wasserkraft oder Störung durch Frost und Hochwasser eine Wärmekraftmaschine als Aushülfe erforderlich macht, ist solche in den Kostenvergleich einzubeziehen.

Kann der Abdampf der Kraftmaschine (Auspuffmaschine oder Gegendruckturbine) für Heizzwecke ausgenutzt werden, wie z. B. in Papierfabriken, Mälzereien, Brauereien, Färbereien, chemischen Fabriken usw., dann stellen sich die Erzeugungskosten einer PSst meistens recht niedrig, vorausgesetzt, dafs mindestens etwa 60 % der Abdampfmenge den Heizzwecken dienen oder die gesamte Abdampfung mindestens etwa 60 % des gesamten Heizungsbedarfes deckt. Auch Zwischendampfentnahme kann hier wirtschaftlich sein, ebenso die Ausnutzung der Kühlwasserwärme bei Gaskraft- und Dieselmaschinen. Diese Gesichtspunkte sind gegebenenfalls in der Vergleichsrechnung*) einzubeziehen.

4. Steuer- und Zollverhältnisse. Der Fabrikant mufs Staats- und Gemeindesteuer zahlen; aufserdem Gewerbe-, Grund-, Gebäudesteuer usw.

Die Staatssteuer ist in Preufsen durch Gesetz von 1891 geregelt. Gemeindesteuer wird als Zuschlag zur Staatssteuer erhoben. Dieser schwankt in Preufsen im allgemeinen zwischen 100 und 300 % der Staatssteuer und sinkt nur vereinzelt unter 100. Orte mit hoher Gemeindesteuer sind daher unter sonst gleichen Verhältnissen für Neuanlagen nicht empfehlenswert.

Hohe Schutzzölle des Auslandes veranlassen unter Umständen die Gründung einer Zweigfabrik in diesem.

5. Beschaffung des Nutzwassers. Für viele Anlagen erheischt die Nutzwasserfrage sorgfältige Prüfung (Dampfkesselanlagen, Kondensationsmaschinen, Hochöfen, Papierfabriken, Färbereien, Zuckerfabriken usw.).

Ein Hochofen gebraucht zum Kühlen von Rast, Gestell und Formen für je 100 t/24 st erblasenes Eisen etwa 12 l/sk Wasser, also soviel wie eine Stadt von rd. 10 000 Ein-

---

*) Urbahn-Reutlinger, Ermittlung der billigsten Betriebskraft für Fabriken. Schneider, Abwärmeverwertung im Kraftmaschinenbetrieb; ferner Z. d. V. d. I. 1907 S. 2005 u. 2070 sowie 1910 S. 244 u. 1642.

wohnern. Bei Gebläsemaschinen mit Dampfbetrieb ist der Wasserverbrauch für die Kessel grofs. Durch Gaskraftmaschinen kommen die Dampfkessel in Fortfall. Hier ist nur Kühlwasser für die Arbeitzylinder erforderlich; dadurch wird Hochofenbetrieb auch in wasserarmen Gegenden ermöglicht, z. B. auf Elba, bei Tula usw. Anderswo wurden Hochöfen wegen Wassermangels abgeblasen.

Wasser ist auf seine Reinheit zu untersuchen, wichtig bei Färbereien.

6. **Arbeiterverhältnisse.** Tüchtiger, zuverlässiger Arbeiterstamm ist wichtig. Häufiger Arbeiterwechsel verteuert die Warenerzeugung. Im allgemeinen sind Arbeiter der Städte intelligenter und geschickter als auf dem Lande, erhalten aber auch höhere Löhne. Abseitige Lage erschwert den Arbeiterzuzug, verursacht mitunter sogar Zahlung höherer Löhne, um Arbeiter an die Fabrik zu fesseln. Durch Zeitung Arbeiter anzuwerben, zeitigt meistens schlechten Erfolg. Den Arbeiter zieht es nach den grofsen Städten wegen ihrer besseren und lohnenderen Arbeitsgelegenheit, wegen ihrer Vergnügungen, Fachvereine usw. Wert ist zu legen auf Schaffung guter Verhältnisse in und aufserhalb der Fabrik: a) durch gerechte, strenge, aber wohlwollende Behandlung, pünktliche Zahlung des Lohnes usw.; b) durch preiswerte Wohnungen, tunlichst mit Gartenland (Arbeiterkolonien), leidliche Schulverhältnisse, Haushaltvereine (kein Trucksystem!), vgl. Borsig-Tegel, Schwartzkopff-Wildau, Krupp, Bochumer Verein, Mülhausen i. E., Leinhausen bei Hannover usw.

7. **Anziehungskraft der Sitze gleichartiger Industrie.** Mitunter ist es ratsam, den Standort da zu wählen, wo schon gleichartige Fabriken von gutem Ruf bestehen.

Gardinenfabriken von Plauen, Spitzenfabriken von St. Gallen, Seidenfabriken von Krefeld, Lyon; Goldwarenerzeugung in Pforzheim, Uhrenfabriken in Chaux-de-Fonds, Locle, Glashütte, Diamantschleifereien in Amsterdam und Hanau usw.

8. **Vorzüge der Stadt für das geschäftliche Leben gegenüber dem Lande.** Erleichterter Verkehr mit Bankier, Post, Telegraph, Eisenbahn usw., bequemer Bezug von Hülfstoffen, Verkehr mit Berufsgenossen usw.

Für Fabriken zur Verwertung von Abfällen und Nebenerzeugnissen der Hauptfabrik empfiehlt sich oftmals nahe Lage bei letzterer.

Manche landwirtschaftlichen Fabrikbetriebe sind auch an die Bodenart gebunden, so z. B. Zuckerfabriken an schweren Boden (Provinz Sachsen, Hannover usw.), Kartoffelspiritusfabriken an leichten Boden.

II. Wahl des Bauplatzes.

Folgende Gesichtspunkte sind zu beachten:

1. § 16 der Reichsgewerbeordnung (Genehmigungspflichtige Anlagen).
2. Beschaffenheit des Baugrundes und seine Grundwasserverhältnisse, seine Tragfähigkeit usw. (Fundamente). Etwaige Boden-Ab- und Auftragungen sind zu prüfen.
3. Anschlufs des Fabrikgrundstücks tunlichst an Eisenbahn oder Wasserstrafse, mindestens aber an gute Landstrafse.

4. Nachbarschaft. Höhe der Feuerversicherungsgebühr wird durch solche beeinflufst.

5. Wasserverhältnisse. a) Gebrauchswasser; b) Abwässer (Abführung durch Kanäle, Schlamm- und Sickerteiche, Rieselfelder usw.).

III. Allgemeines für die Entwurfsbearbeitung.

Bei Aufstellung von Fabrikentwürfen sind in erster Linie folgende Grundsätze zu beachten:

1. Neben guter Zu- und Abfuhr sollen alle Transportwege auf dem Fabrikgebiete innerhalb und aufserhalb der Werkstatträume möglichst kurz sein, damit sich die Transporte verhältnismäfsig billig und schnell vollziehen. Demgemäfs sollen Rohstoff- und Fertiglager, unter Umständen auch Vollendungswerkstätten an den Zu- und Abfuhrwegen liegen oder mit ihnen in bequemer und kurzer Verbindung stehen.

Tunlichst vermeide man, Drehscheiben in das Anschlufsgleis bei dessen Eintritt in den Fabrikhof zu legen, da bei eintretender Störung in ihrem Laufwerk die Bahn-An- und Abfuhr lahmgelegt ist. Gleisverzweigung durch Weichen ist vorzuziehen. Die Bahnwagen müssen an den Roh- und Hülfstofflagern (Holz-, Kohlen-, Sand- und Eisenlagern usw.) entladen und an den Warenlagern ent- und beladen werden können.

Wegen der Krümmungshalbmesser der Gleisbogen vgl. III. Bd., Abschn. Eisenbahnwesen.

Rechnerisch prüfe man, ob und welche mechanische Transporteinrichtung wirtschaftlich vorteilhaft ist, ob Gleis-, Seil- oder Hängebahn, und im ersteren Falle, ob Dampf-, feuerloser oder elektrischer Lokomotivbetrieb am Platze ist. Unter Umständen ist Kran-, Band-, Schnecken- oder Bechertransport einzurichten.

2. Die zu verarbeitenden Roh- und Baustoffe nebst den Halberzeugnissen sollen entsprechend dem kürzesten Fabrikationsgange die jeweilige Werkstattabteilung tunlichst nur in einer Richtung unter möglichster Vermeidung rückläufiger Wege durchlaufen. Nur im Notfall sollten gröfsere Teile oder Mengen durch Arbeitsräume befördert werden, in denen sie einer Bearbeitung nicht unterliegen. Das Ideal eines solchen Arbeitsganges: Lauf der Roh- und Hülfstoffe sowie der Arbeitstücke oder Warenteile stetig vorwärts durch die aufeinander folgenden Bearbeitungstätten. Beginn des Werdegangs am Rohstofflager und Ende am Fertiglager oder Packraum. Neuere Getreidemühlen, Zementfabriken, Eisenhütten mit Walzwerken, Spinnereien, Webereien, Kraftwagenfabriken usw. zeigen in besonders klarer Form genaueste Beachtung dieses Grundsatzes.

3. Die gegenseitige Lage und die Entfernung der einzelnen Baulichkeiten voneinander sind so zu wählen, dafs

a) sie sich nicht gegenseitig das Licht fortnehmen;

b) bei Brandfällen die in den Gebäudegassen liegenden Wasserpfosten und Schlauchanschlüsse benutzt werden können;

c) eine spätere Vergröfserung des Betriebes ohne Verstofs gegen Grundsatz 2, und ohne dafs eine nennenswerte Betriebsstörung dadurch verursacht wird, leicht möglich ist.

Daher ist auch von vornherein eine genügend grofse Bodenfläche sicherzustellen, dsgl. Zufahrten. (Bodenpreise steigen in der Regel, wie schon erwähnt, nach Beginn des Fabrikbaues; später notwendige Zufahrten können durch Bauten der Anlieger unmöglich gemacht werden.)

4. Das Krafthaus ist tunlichst in die Nähe der formgebenden Abteilungen zu legen, damit Dampf- und Wellenleitungen kurz ausfallen. Elektrischer Betrieb gestattet unter Umständen gröfsere Freiheit in dieser Gruppierung.

Das Verwaltungsgebäude mufs eine möglichst günstige Lage erhalten (nahe dem Haupteingang, bei Maschinenfabriken z. B. auch nahe der Modelltischlerei) dsgl. das Hauptvorratslager.

5. Räume, die Staub, Rufs, schädliche Gase, Dämpfe und Gerüche entwickeln, sind gegen andere Arbeitstätten abzuschliefsen.

6. Genügender Platz ist zu lassen für Maschinen (auch zu deren Reinigung) und Arbeitstellen sowie für Transport- und Verkehrswege; ferner ist für genügende Helligkeit, Trockenheit, Wärme und Lüftung zu sorgen (vgl. § 120 der Reichsgewerbeordnung).

7. Störungen in einer Abteilung dürfen nicht den ganzen Betrieb ins Stocken bringen.

Daher ist Wert zu legen auf

a) Ersatzeinrichtungen verschiedener Art,
z. B. Wärmekraftmaschinen bei stark veränderlicher Wasserkraft, dsgl. bei Windkraft, Handbetrieb bei elektrisch betriebenen Drehscheiben, Schiebebühnen usw.;

b) entsprechenden Bau der Betriebsmaschinen,
bei Kondensationsmaschinen z. B. Umstellung auf Auspuff, bei Verbundmaschinen zeitweiliger Betrieb auch mit einer Maschinenseite usw. In Wellenleitungen sind erforderlichenfalls besondere Kupplungen einzubauen, die z. B. bei Gruppenantrieb gegenseitige Aushülfe gestatten oder auch Ausschalten einzelner Stränge ermöglichen usw.;

c) geschlossene Rohrleitungen,
Ringleitungen bei Wasser-, Gas-, Wind-, Druckluftanlagen usw., dsgl. bei gewissen Dampfleitungen, geschlossene elektrische Leitungen*) für Energieausgleich;

d) Zwischenlager für Halbfabrikate und Einzelteile, genügend grofse Hauptlager für Roh- und Hülfstoffe. Letztere helfen bei Verkehrstockungen (Eisenbahnunterbrechung, Hochwasser, Frost) aus.

8. (Für den Betrieb und die innere Ausstattung.) Zwecks Verbilligung der Arbeit:

a) Ersatz der Handarbeit, soweit als wirtschaftlich möglich, durch Maschinenarbeit;

b) weitestgehende Arbeitsteilung.

Gröfse. Die ungefähre Gröfse einer Fabrik bestimmt sich entweder aus dem mutmafslichen Umsatz oder aus den zu leistenden Tage-

*) Z. d. V. d. I. 1906 S. 1665.

werken. Das letztere Verfahren ist nur bei Sonderfabriken (Werkzeugmaschinen, Dampfturbinen, Nähmaschinen, Pumpen, Regler, Zementfabriken usw.) angängig. Im ersteren Fall mufs das Verhältnis des Lohnes zum Jahresumsatz für den betreffenden Betrieb bekannt sein. Dieses ist z. B. für Maschinenfabriken 25 bis 35 %, für Gummifabriken 10 bis 15 % usw. Daher Jahreslohn einer Maschinenfabrik im Mittel ungefähr = 0,30 mal Umsatz. Letztere Gröfse, durch den jährlichen Durchschnittsverdienst eines Arbeiters geteilt, liefert die Gesamtzahl der Arbeiter. Diese ist auf die einzelnen Arbeitergruppen (Schmiede, Schlosser, Dreher usw.) entsprechend zu verteilen, woraus sich die ungefähre Zahl der Schmiedefeuer, Schraubstöcke, Werkzeugmaschinen usw. und damit die Grundfläche der zugehörigen Räume ergibt. Umsatz im allgemeinen etwa = 4 mal Betriebskapital.

Abstand der Schraubstöcke voneinander = 1,5 bis 2 m, der Schmiedefeuer 8 bis 10 m. Breite neuerer Schmieden mit Seitenfeuern (vgl. Abb. 34c bis f u. 35) = 18 bis 22 m. — Mindestbreite für Giefshallen der Eisengiefsereien 15 m, für deren Seitenschiffe 6 bis 7,5 m.

Zahl der Former:

a) bei Handformerei rechnet man auf durchschnittlich 25 t Gufsware im Jahre 1 Mann;

b) bei leichter Maschinenformerei dsgl.;

c) bei schwerer Maschinenformerei das $1\frac{1}{2}$fache von b), also auf je $37\frac{1}{2}$ t/Jahr 1 Mann.

Der Platzbedarf für die eigentliche Form- und Giefshalle berechnet sich überschläglich wie folgt:

für je 100 t jährlicher Gufswarenerzeugung

bei Handformerei	mindestens	60	bis 80	qm,
„ mittelgrofser Maschinenformerei	„	80	„ 100	„ ,
„ leichter Maschinenformerei . . .	„	100	„ 120	„ .

Für Oefen und Aufzug ist etwa $\frac{1}{12}$ der Giefshalle zu nehmen, für die Sand- und Lehmaufbereitung, Kohlen- und Graphitmühlen $\frac{1}{12}$, Kernmacherei $\frac{1}{20}$, Trockenkammern $\geq \frac{1}{10}$, Putzerei $\geq \frac{1}{5}$, Kokslager (unter Dach) $\frac{1}{6}$, Lager für Formsand, Lehm, Kalkstein, Kohle, Graphit, Stroh- und Holzwollseile, feuerfeste Steine (unter Dach) $\frac{1}{8}$; für Roheisenlager $\frac{1}{6}$, Formkasten $\geq \frac{2}{3}$, Wrackgufs nebst Fallwerk $\frac{3}{5}$, dazu Verkehrswege. Ofenquerschnitt an engster Stelle = 1 qcm für jedes stündlich einzuschmelzende kg Eisen.

Die Aufstellung der Arbeitsmaschinen hat tunlichst nach dem Fabrikationsgange zu erfolgen, was die Transportkosten ermäfsigt und Fertigstellung beschleunigt.

Hierbei ist die Frage zu prüfen, ob Eingeschofs- bzw. Hallenbauten oder aber Stockwerkbau für den vorliegenden Zweck empfehlenswerter sind.

Eingeschofsbauten sind da am Platze, wo im Inneren reiches und gleichmäfsiges Licht herrschen mufs, sodann bei feuergefährlichen Abteilungen, wie Karderien, ferner bei Räumen mit starker Dunst-, Gas-, Staub- und Lärmentwicklung, z. B. Eisen- und Gelbgiefsereien, Schmieden, manchen chemischen Fabriken, Kesselschmieden. Auch Spinnereien, Webereien usw. sind, besonders in warmen Gegenden,

neuzeitlich eingeschossig (mit Holzzementdach) angelegt worden, falls Bodenpreise niedrig.

Wo das Arbeitsgut bequem und billig sich mechanisch fortbewegen läfst, wie in Mahlmühlen, Brauereien, Papierfabriken usw., ist Stockwerkbau vorzuziehen. Jenes wird dann den Maschinen und Behältern aus der Höhe zugeführt.

Hohe Bodenpreise oder geringe Grundfläche bei späteren Neubauten schränken die Eingeschofsbauten ein. Vereinzelt liegt dann wohl die Giefserei im Dachgeschofs, z. B. Gebrüder Sulzer in Winterthur (Gelbgiefserei 1908), Mc Cormick Harvester Co. in Chicago (Eisengiefserei im 6. Stock), Baldwin in Philadelphia (Schmiede mit 35 Feuern im 1. Stock). Bei Krafthäusern innerhalb städtischer Häuserblocks ist das Kesselhaus zuweilen über dem Maschinenraum angeordnet. Nach § 15 der Deutschen Reichsverordnung vom 17. Dezember 1908 betreffend „Allgemeine polizeiliche Bestimmungen über die Anlegung von Dampfkesseln" dürfen hinfort in Deutschland Kessel mit mehr als 6 at Ueberdruck und solche, bei denen das Produkt aus Heizfläche (in qm) und Dampfspannung (in at Ueberdruck) mehr als 30 beträgt, weder unter, noch über Räumen, die häufig von Menschen betreten werden, Aufstellung finden. Eine Ausnahme machen nur gewisse Wasserrohrkessel; vgl. hierüber Jaeger, Bestimmungen über Anlegung und Betrieb der Dampfkessel, III. Aufl., S. 93 Nr. 2 und S. 97 Nr. 4 (Ausnahmen bei Kraftwerken). Daher sind bei uns (auch in Frankreich) mehrstöckige Kesselhäuser nicht gestattet, dagegen in England und Amerika.

Geschofsbauten erfordern stärkere Fundamente, sind weniger übersichtlich und im allgemeinen weniger feuersicher als Eingeschofsbauten. Die unteren Geschosse erhalten nur Seitenlicht, sind aber besser zu heizen als Oberlichtbauten, dagegen wieder transporterschwerend. Eingeschofsbauten gestatten bequeme Erweiterung, erfordern aber grofse Grundfläche. Musteranlagen grofser Eingeschofsbauten sind z. B. die Werke von Escher, Wyss & Co. in Zürich (besonders die Dampfturbinenhalle), Benz & Co. in Mannheim (Abb. 11 u. 12, S. 446), der AEG. in Berlin, von Krupp in Essen und Buckau (neue Hallen), R. Wolf in Salbke bei Magdeburg (Abb. 22, S. 451), Eisenwerk Wülfel bei Hannover (Abb. 27, S. 454) usw.

Bei mehrschiffigen Hallen werden zuweilen die Seitenschiffe noch mit einer oder zwei Galerien ausgestattet (Abb. 9d, 10 u. 19, S. 445, 446 u. S. 450).

Arbeitsdiagramme. Entsprechend dem Fabrikationsgange ist für manche Fabriken, wie Getreide-, Gips-, Salzmühlen, Zementfabriken, Brauereien, Brennereien usw., vor der weiteren Entwurfsbearbeitung das **Arbeitsdiagramm** aufzustellen.

In ihm wird sowohl der Lauf des Arbeitsgutes einschl. aller Hülfstoffe, als auch das Arbeitsverfahren schematisch, jedoch übersichtlich zur Anschauung gebracht. Für den ersteren Teil genügt zunächst das einfache oder sog. Laufdiagramm, wie solches durch die Abb. 1 bis 3 für drei verschiedene Betriebe wiedergegeben wird. Das eigentliche Arbeitsverfahren wird dann in einem zusammengesetzten oder ausführlichen Arbeitsdiagramm klargelegt. Aus ihm gehen die verschiedenen Laufrichtungen (Passagen) des Arbeitsguts nach den ein-

zelnen Stockwerken hervor, samt allen Maschinen und Arbeitseinrichtungen.*)

Abb. 1 zeigt das Diagramm für eine Brauerei. — Malz, Wasser, Hopfen und Hefe bilden die Roh- und Hülfstoffe. Das Malz wird nach Durchgang durch eine Reinigungsmaschine mit Staubabsaugung in einer Schrotmaschine zerkleinert und dann in dem Vormaischer mit warmem Wasser vermengt. Im Maischbottich und in der dahintergeschalteten Maischpfanne wird unter Zusatz von Wasser durch Er-

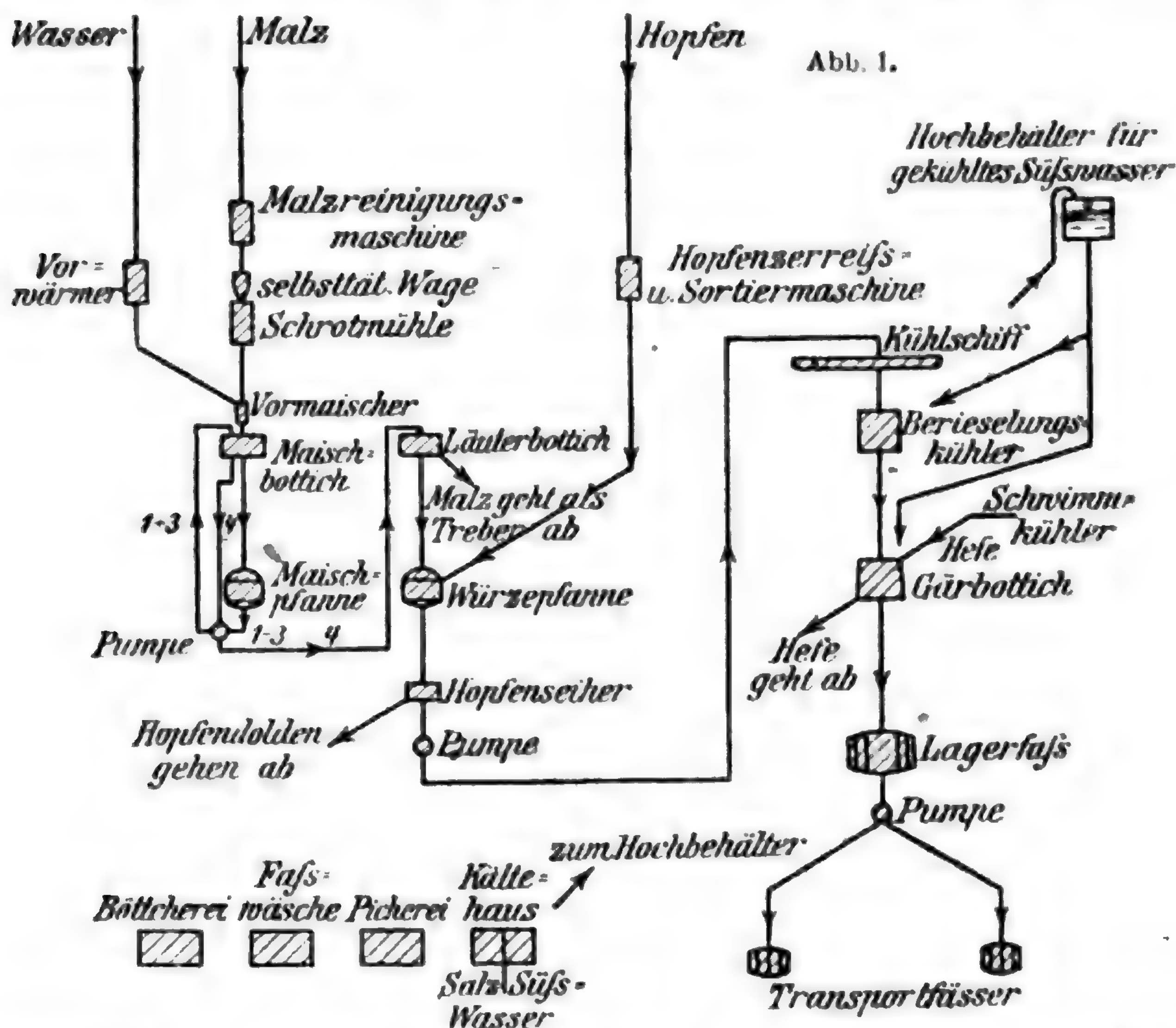


Abb. 1.

wärmung die Stärke des Malzschrotes in Zucker umgewandelt, wobei der Pfanneninhalt dreimal nacheinander zu je etwa $^1/_3$ in den Maischbottich zurückgeführt wird. Nach Erreichung des nötigen Wärmegrades wird der Bottichinhalt in den Läuterbottich (oder in eine Maischfilterpresse) gepumpt, in dem die Treber von der süfsen Würze getrennt werden. Der weitere Arbeitsgang ergibt sich aus der beigefügten Diagramm-Erläuterung.

Die Nebenabteilungen, wie Böttcherei, Fafswäsche, Kältehaus für Kunsteiserzeugung,**) Salz- und Süfswasserkühler, letztere für Würze- und Gärbottichkühlung, sind darin nur namentlich aufgeführt, was aber als Unterlage für die erste Entwurfsbearbeitung genügt.

---

*) Ein Arbeitsdiagramm für eine Weizenmühle in Z. d. V. d. I. 1897 S. 597.
**) Abb. in Z. d. V. d. I. 1902 S. 477.

Arbeitsvorgang	Raum bzw. Vorrichtung	Dauer	Zweck des Arbeitsvorganges
Reinigen des Malzes	Reinigungsmaschine mit Magnet		Entfernung der Fremdkörper und etwaiger Eisenteilchen aus dem Malz
Schroten	Schrotmühle		Zerkleinern des Malzes zwecks besserer Ausbeute
Maischen	Vormaischer, Maischbottich u. Maischpfanne	4 bis 5 Std.	Ueberführung der Stärke des Malzschrotes in zuckerhaltigen Extrakt durch Wasserzugabe und Erwärmung
Abläutern	Läuterbottich oder Filterpresse	2 bis 4 Std.	Trennung der süfsen Würze von den Trebern und Filtration der ersteren durch die Treberschicht
Würzesieden	Würzepfanne	2 bis 3 Std.	Kochen der Würze nach Zusatz der Auslaugwasser und des Hopfens
	Hopfenseiher		Trennen der Würze von dem ausgekochten Hopfen
Kühlen der Würze	Kühlschiff u. Berieselungskühl.	3 bis 5 Std.	Abkühlen der kochend heifsen Würze und Klärung
Hauptgäre	Gärkeller	7 bis 10 Tage	Durch Hefezusatz im Bottich: Bildung von Alkohol und Kohlensäure
Nachgärung	Lagerkeller	70 bis 80 Tage	Absetzen der noch im Bier enthaltenen Hefezellen usw.
	Abfüllen in Transportfässer.		

Abb. 2 gibt das Diagramm für eine Eisen-Portlandzement-anlage.*) Hochofenschlacke ist kalkarm, ihr mufs daher Kalkstein beigemengt werden. Zunächst wird die gekörnte Hochofenschlacke (Schlackensand) in Trockentrommeln geglüht, dann in Kühltrommeln abgekühlt und alsdann auf Kugel- und Rohrmühlen gemahlen. Ein Teil dieses Schlackenmehls (= kalkarmer Portlandzement) wird unmittelbar in die dem letzten Mischsilo vorgeschalteten Vorratsbehälter geleitet; der andere Teil mit ge-

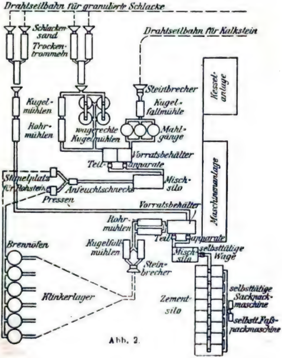


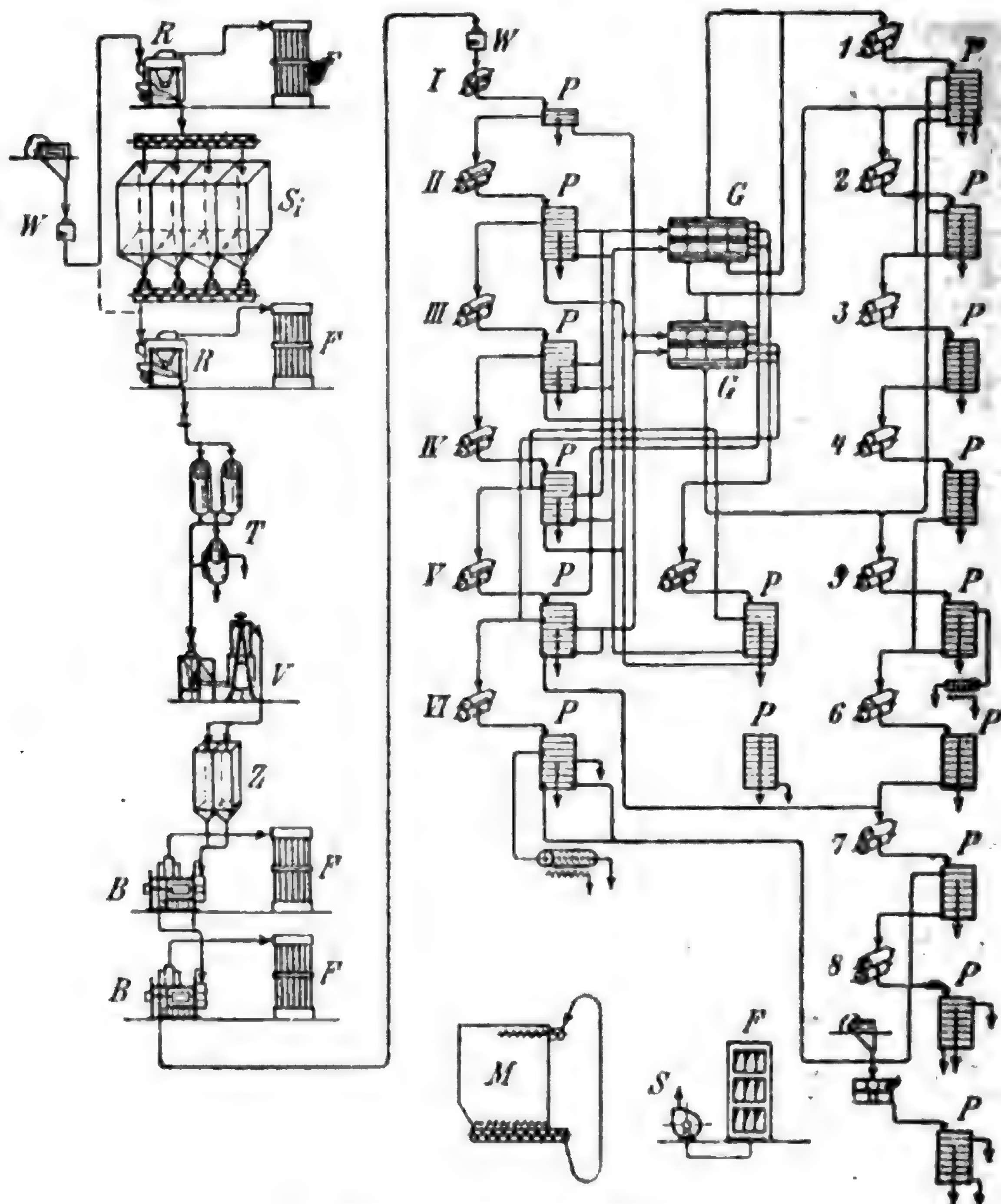
Abb. 2.

*) Buderussche Eisenwerke, Wetzlar.

Digitized by Google

mahlenem Kalkstein in bestimmtem Verhältnis vermischt, angefeuchtet, auf Schlagpressen in Steinform gebracht, gebrannt und dann gelagert. Das Klinkergut gelangt in die Zementmühle und

Abb. 3.



Buchstabenerklärung.

W = selbsttätige Wagen,	*B* = Bürst- und Schälmaschinen,
R = Reinigungsmaschine,	I bis VI = Walzenstühle zum Schroten,
F = Schlauchfilter,	1 bis 8 = „ „ Mahlen,
S_i = Silospeicher mit Transportschnecken,	*P* = Plansichter,
T = Trieure,	*G* = Griesputzmaschinen,
V = Waschmaschinen,	*S* = Sauger,
Z = Zwischenbehälter,	*M* = Mehlmischer.

als Feinmehl (kalkreicher Portlandzement) in die vorgenannten Vorrats- oder Zwischenbehälter. Aus diesen wird das Schlacken- und Klinkermehl wieder in bestimmtem Verhältnis entnommen und alsbald im

Mischsilo innig vermengt. Von hier wird das Fertiggut über eine selbsttätige Wage in den Zementspeicher eingebracht, aus dem es mittels Packmaschine in Säcke oder Fässer verfüllt wird.

Abb. 3 zeigt das Diagramm einer Weizenmühle von 200 Sack (je 100 kg) Vermahlung in 24 Stunden.*)

Der angefahrene Weizen mufs gelagert, gereinigt und vermahlen werden. Nach Durchgang durch eine selbsttätige Wage und Vorreinigungsmaschine (Staubabsaugung durch ein Schlauchfilter) wird er in die Silozellen eingebracht, von wo er — nach Umstechen und Umlagerung — zur Hauptreinigung (Reinigungsmaschine, Magnet zur Ausscheidung von Eisenteilchen), Trieure (zum Auslesen der fremden Getreidekörner und Sämereien) und Wäsche (Waschkübel, Quirler, Abspritzschnecke und Trockenschleuder) gelangt.

Nach der Trocknung kommt er in Ausgleich- oder Zwischenbehälter, aus denen er über Schäl- und Bürstmaschinen in die eigentliche Mühle geführt wird. Hier erfolgt auf sechs Walzenstuhlgruppen das Vorschroten, wobei das Mahlgut nach jedesmaligem Durchgang durch einen solchen Stuhl zunächst auf Plansichtern in seine einzelnen Bestandteile (Schrot, Griese, Dunst und Mehl) und alsdann auf Griesputzmaschinen in die einzelnen Griese usw. zerlegt und getrennt wird. Das Schrotgut wird wieder dem nächsten Walzenstuhl zugeleitet. Nach dem Vorschroten folgt das Feinmahlen auf ebensolchen Walzenstühlen (jedoch mit glatten Walzen); auch hier erfolgt jedesmalige Trennung der Griese, Dunste, Mehle auf Plansichtern.

Die Abgänge (Kleie usw.) werden besonders abgezogen, die Mehle dagegen einer Mischvorrichtung (mit Mischschnecken) zugeführt.

Aus dieser wird das Mischgut abgesackt, selten von Hand, meistens durch Packmaschinen. Nach dem Abwiegen kommen die gefüllten Säcke in das Mehllager, von wo die Abfuhr erfolgt.

IV. Einzelheiten.

1. **Dächer.** Es finden sich alle Dachformen und Dachbinder vor.

Die Endbinder werden zweckmäfsig vor die Stirnwände gelegt, damit diese von dem Dachdruck freibleiben und eine spätere Erweiterung bequem und leicht möglich ist. Werden die Binder von Eisenstützen getragen, so können sie auch in der Wand liegen, letztere ist dann nur Auskleidung.

Je freier die Lage der Fabrik ist und je fugenreicher die gewählte Dacheindeckung, desto steiler sind die Dachflächen zu stellen, damit das Wasser schnell abfliefst und nicht in die Fugen dringt. Daher Ziegel- und Schieferdächer steil, Papp- und Holzzementdächer flach.

Bei schlechtem Untergrund ist eine leichte Dachhaut zweckmäfsig. Wellblecheindeckung wiegt einschl. Pfetten 20 bis 30 kg/qm der geneigten Fläche, Holzzementeindeckung einschl. Sparren und Schalung 180 bis 240 kg/qm.

Wellblech ist aber nur da zu empfehlen, wo offene Feuer (Schmiede-, Polter-, Nietfeuer) nicht darunter liegen, da es andernfalls verhältnis-

*) Amme, Giesecke u. Konegen in Braunschweig.

mäfsig schnell zerfressen wird. Ueber Räumen mit vielem Lärm (Kesselschmieden usw.) ist es gleichfalls unzweckmäfsig, da es wie ein Resonanzboden wirkt. Mindestens ist es hier zu verschalen (Holz-, Gipsdielen, Bimsbeton usw.). Unverschalt eignet es sich auch nicht über Räumen, die geheizt werden müssen; es ist im Winter zu kalt und im Sommer zu warm darunter. Aus letzterem Grunde ist es auch für viele Lagerräume nur mit Verschalung zu benutzen, desgleichen über Schiebebühnengruben der Lokomotiv- und Wagenfabriken. Es wird für Sattel- und Bogendächer gewählt; im letzteren Falle kommt es als freigesprengtes Dach mit einer Spannweite bis zu 25 m zur Ausführung.

Doppellagiges Pappdach ist sehr beliebt, auch für Schmieden und Giefsereien; aber hier ist für genügende Lüftungsklappen und Dunstabzüge zu sorgen. Dachneigung = $^1/_5$ bis $^1/_7$, damit im Sommer das Bitumen nicht ausgelaugt wird, abtropft und die Dachrinnen verstopft und damit das Dach begehbar ist wegen des späteren Neuteerens und Besandens. Das Aufbringen der Papplagen mufs bei trockener Witterung erfolgen. Statt der Teerpappe findet auch Ruberoid (Wollfilzpappe) erfolgreiche Verwendung.

Zu heizende Räume bedingen hier gleichfalls innere Verschalung.

Das **Holzzementdach** hat sich für Räume bewährt, in denen gleichmäfsige Temperatur herrschen soll, wie Spinnereien, Webereien, Lakierereien, Tischlereien, Lager für organische Stoffe usw. Es läfst den Dachraum frei, daher auch für Getreidemühlen empfehlenswert, da das Dachgeschofs des Silospeichers für den Bandtransport des Getreides, das der Mühle für die Aufstellung der Plansichter vorteilhaft ausgenutzt werden kann (Walzmühle in Ludwigshafen usw.). Für Arbeiterwohnhäuser ist es weniger zweckmäfsig, da es keine Bodenräume liefert.

Durch seine bis 12 cm starke Kiesschicht (auf 2 Papplagen aufruhend) hält es den darunter liegenden Raum im Winter wärmer, im Sommer kühler als andere Dacheindeckungen. In warmen Gegenden wird auch wohl Muttererde-Rasen auf die Kieslage gebracht, der im Sommer zwecks besserer Kühlhaltung besprengt wird (Spinnereien usw. in Italien und anderen Ländern).

Das **Bimsbetondach** mit Eiseneinlagen kommt immer mehr in Aufnahme, und zwar bei den mannigfachsten Fabriken (Maschinen-, Schuh- und Fafsfabriken, chemische Fabriken, Spinnereien und Webereien, Eisenbahnwerkstätten usw.). Es ist auch für Kesselhäuser gestattet. Bei guter Wärmedichte ist es verhältnismäfsig leicht; sein Gewicht bei 60 mm Stärke beträgt nur etwa 80 kg/qm.

Es läfst sich nach Einbringen der Rüstung schnell verlegen. Eine besondere Schalung ist hier unnötig. Auf der Aufsenseite wird entweder eine doppelte Teerpappenlage aufgebracht oder Kautschukkitt mit 60 mm starker Kiesschicht darüber. Diese ist wie beim Holzzementdach an der Traufe durch ein geschlitztes Zinkblech zu besäumen. Die Innenfläche läfst sich bequem weifs streichen, welcher Anstrich für Dächer allgemein **sehr** zu empfehlen ist, auch für Schmieden mit zugesetzten Feuern oder mit mechanischer Rauchabführung. Der vielfach noch anzutreffende braune Anstrich der Dachverschalung verschluckt zu viel Licht.

2. Tagesbelichtung. Nach obengenanntem Grundsatz 5 müssen Nachbarbauten so weit voneinander abstehen, daß sie sich nicht gegenseitig das Licht nehmen. Es darf daher der von der Fensterbank des untersten Geschosses nach der Dachtraufe des Nachbarhauses gezogene Fahrstrahl einen Winkel von höchstens 45° mit der Wagerechten einschließen (Abb. 4 u. 5 d).

Die Abb. 5 zeigt die Grundrisse zweier mehrgeschossiger neuzeitlicher Fabriken mit je 4 langen Parallelgebäuden. Bei der Anordnung

Abb. 4.

Abb. 5.

der Abb. 5 a u. c ist jener Winkel für das Kellergeschoß zu fast 59° und für das Erdgeschoß zu 55° gewählt (Gebäudebreite = 15 m, Höhe bis zur Traufe = 14 m, Hofbreite = 9 m), daher dunkle Erdgeschosse, besonders an trüben Tagen, und erheblicher Aufwand für künstliche Beleuchtung. Bei der anderen Anlage (Wernerwerk bei Berlin), Abb. 5 b u. d, ist der Winkel = 45° genommen (Gebäudebreite = 14 m, Höhe bis Traufe = 21 m, Hofbreite = 21 m), hier herrscht reichliches Tageslicht in allen Räumen.

Oertliche Lage der Glasflächen:

Alle größeren Glasflächen sind tunlichst nach Norden zu legen; falls dies nicht angängig ist, nach Osten. West- und besonders Südlage geben warme Räume im Sommer. Nordlicht ist nötig für Mal- und Zeichenräume. Die südlich und südwestlich gelegenen Glasflächen erfordern im Sommer ein Bestreichen mit weißer Farbe zwecks Abhaltung der Sonnenstrahlen. Segeltuchvorhänge sind weniger gut geeignet wegen Staubansammlung.

Gleichmäßige Belichtung der Räume ist anzustreben, der Helligkeitsgrad ist daher nicht allein ausschlaggebend.

a. Seitenlicht.

Seitenlicht kann nicht eine gleichförmige Belichtung der Innenräume abgeben, namentlich dann nicht, wenn die Fenster nur in einer Wand sitzen (Abb. 6 S. 444). In diesem Fall sei

$$T \underset{(=)}{<} 2\,h.$$

Je niedriger der Raum, desto geringer mufs seine Tiefe sein.

Bei zweiseitiger Beleuchtung (Abb. 7) soll man

$$T \underset{(=)}{\leq} 4\,h$$

nehmen.

Je feiner die Arbeit ist, desto kleiner mufs T gegen $2\,h$ bzw. $4\,h$ bemessen sein.

Hohe Fenster sind stets vorteilhaft.

Fensterhöhe $= 2$ bis 6 m und mehr,
Fensterbreite $= 1^1/_4$ bis 3 m „ „

(Ascherslebener Maschinenfabrik, Abb. 26 S. 453, hat 15 m hohe und $3^1/_2$ m breite Fenster).

Fenstersprossen aus Schmiedeisen geben geringeren Lichtverlust als solche aus Gufseisen oder Holz. Staub und Schmutz auf Fensterscheiben beeinträchtigen die Lichtdurchlässigkeit erheblich, daher ist alljährlich Fensterreinigung vorzunehmen. Glasbausteine gestatten auch Verglasung in Wänden nach Nachbargrundstücken und an Verkehrswegen, wo sonst Fensterflächen wegen zu geringer Entfernung von diesen nicht angebracht werden dürfen. Sie halten unmittelbares Sonnenlicht ab und bilden guten Wärmeschutz, sind daher auch für Südwände geeignet. Beispiele: Voith in Heidenheim, Howaldtwerke in Kiel usw.

Abb. 6.

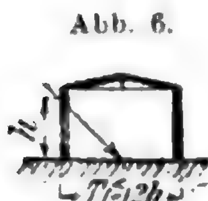
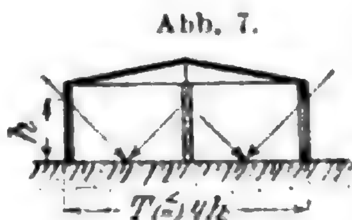


Abb. 7.



b. Oberlicht.

Oberlicht ermöglicht eine gleichmäfsigere Belichtung als Seitenlicht; namentlich bei genügend hoher Lage über Fufsboden.

Durchgehende Oberlichtanordnungen sind den unterbrochenen vorzuziehen, da sie gleichmäfsigere Lichtverteilung und besseres Dichthalten der Dachflächen gewährleisten.

Oberlichter werden angeordnet:

a) parallel zum First (Abb. 8 S. 445),
b) winkelrecht zum First (Abb. 9),
c) teils parallel, teils winkelrecht zum First (Abb. 9i),
d) bei Sägedächern (Sheddächern) (Abb. 13 bis 17 S. 447 u. 448).

Da Schnee auf 45° geneigten Glasflächen abzurutschen beginnt und auf 50° geneigter Fläche kaum noch lagert, so sind die Oberlichter steil anzuordnen. Man erspart dadurch das Reinigen der Glastafeln von Schnee und Rufs, schont also die Dachhaut vor Beschädigung und vermeidet die gefahrvolle Dachbegehung. Daher unzweckmäfsig, Oberlichter in schwach geneigte Dachflächen einzubauen (Abb. 8a u. b), wie vielfach geschieht. Die früher häufig angewendeten Oberlichtlaternen der Abb. 8c liefern im Verhältnis zu ihren Kosten zu geringe Lichtmengen und haben wiederholt schon in der Praxis den nachträglichen Einbau von Oberlichtreitern nach Abb. 9 nötig gemacht.

Um bei breiten Räumen mit grofsen Seitenfenstern auch reichliches Licht in der Mitte zu haben, hat man wohl ein Zwillingsdach nach Abb. 8g angeordnet, das auf einem Fachwerkträger lagert, der seiner-

seits durch weitgestellte Säulen unterstützt wird. Auf der unteren Gurtung des Trägers ruhen sodann zwei Kranbahnen, so dafs der ganze Raum durch zwei nebeneinandergeschaltete Laufkrane bedient werden kann, ohne dafs dieser durch allzu viele Säulen beengt wird. Beispiel: Kesselschmiede der Hauptwerkstätte Karlsruhe (Stützenabstand = 10 m). Vgl. hierüber Abschnitt: Kranstützen.

Das Boileau-Dach der Abb. 9b gestattet zwar leichte Abführung des Schweifswassers und gute Selbstreinigung, steht aber den anderen Anordnungen der Abb. 9 in bezug auf Lichteinfall nach.

Abb. 8.

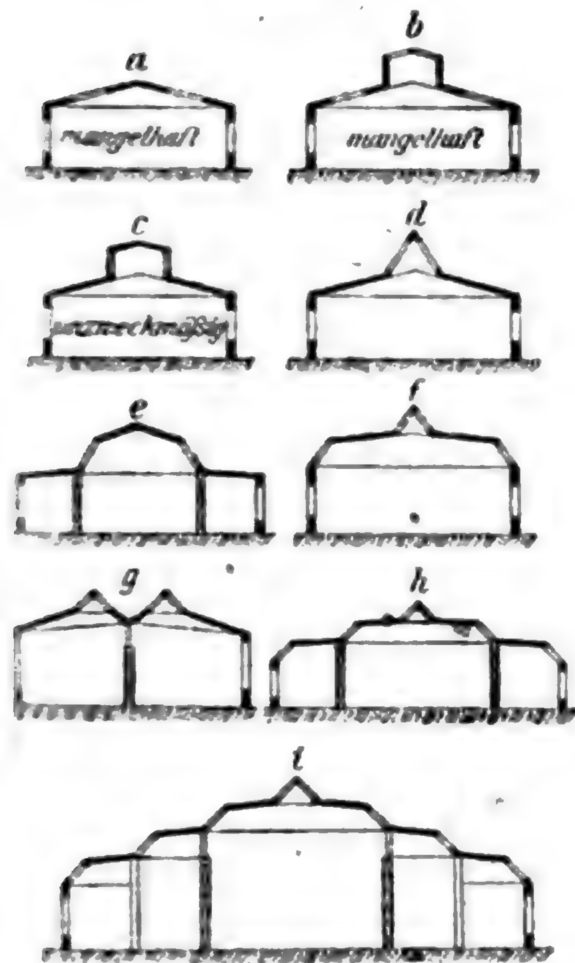
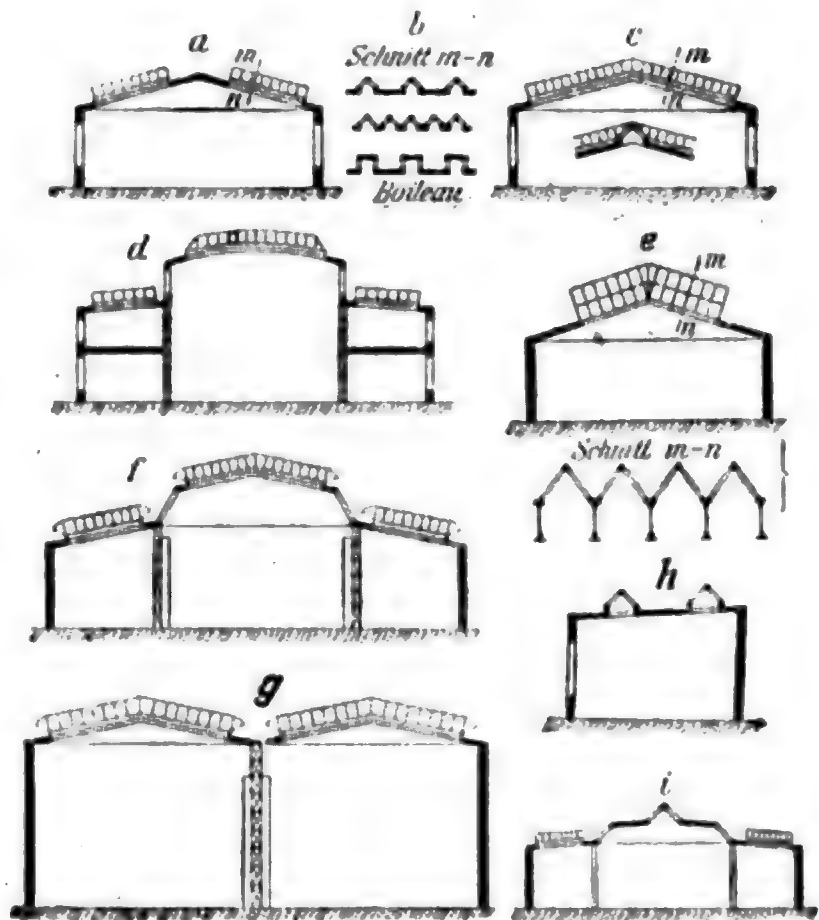


Abb. 9.



Empfehlenswert ist die Anordnung nach Abb. 9c u. d sowie f u. g, die bei Spannweiten über 15 m meistens kleinere Anlage- und Unterhaltungskosten ergeben als die Anordnung nach Abb. 8d.

Unzweckmäfsig ist die nicht selten anzutreffende Anordnung nach Abb. 9h. Die hier längsgerichteten Oberlichter bilden Wassersäcke und erfordern daher sorgfältig abgedichtete Rinnen; daher besser, die Oberlichter quer zur Längsachse des Pultdaches zu legen.

Die Bauart nach 9e liefert zu viele Schneekehlen, die nach Schneefällen das Tageslicht beeinträchtigen.

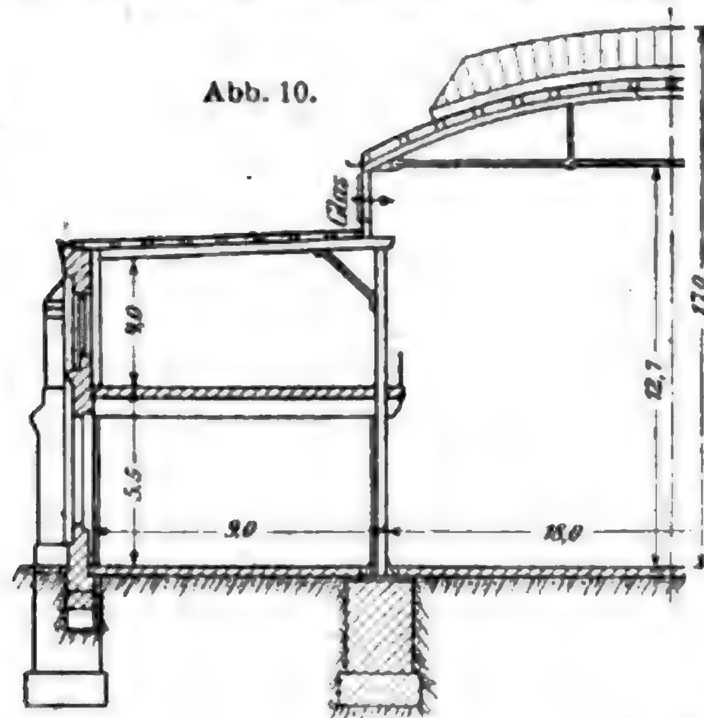
Neuere Fabriken haben selbst bei nur einer Laufkranbahn den nach Abb. 9 angeordneten Oberlichtfirst 12 bis 16 m über Fufsboden; die Maschinenbauhalle der ehemaligen Union-Berlin, jetzt zur AEG gehörig, zeigt ihn 17 m hoch (Abb. 10), die Aschersiebener Maschinenfabrik sogar 18 bis 24 m (Abb. 25 u. 26, S. 453) und Krupp in Essen

selbst 30 m (bei Bogendächern von 32 m Spannweite). Grofse Höhen steigern aber die Heizungskosten erheblich.

Vgl. weiter unten Höhe der Kranbahnen über Fufsboden.

Bei neueren Bauten ist das Mansardendach mit beiderseitigen grofsen Traufenglasflächen vielfach zur Ausführung gekommen (Abb. 8e, 9f u. 22 S. 445 u. 451). Es wirkt sehr gefällig und liefert reiche Lichtfülle.

Abb. 10.



Nicht minder häufig kommt jetzt auch das Stufendach vor, entweder mit je einem Oberlicht am First und an der Traufe, oder auch noch mit einem und selbst zwei Oberlichtern dazwischen, also insgesamt 4 bis 8 parallel zum First verlaufenden Glasflächen (Abb. 8f, h u. i S. 445).

Beispiele:

4 Flächen: Walzwerkhalle, geb. von Harkort in Duisburg (Abb. 8f, S. 445),

6 Flächen: Neue Benzwerke in Mannheim (Abb. 11 u. 12),

8 Flächen: Kaiserliche Werft in Kiel (Abb. 8i, S. 445).

Abb. 11.

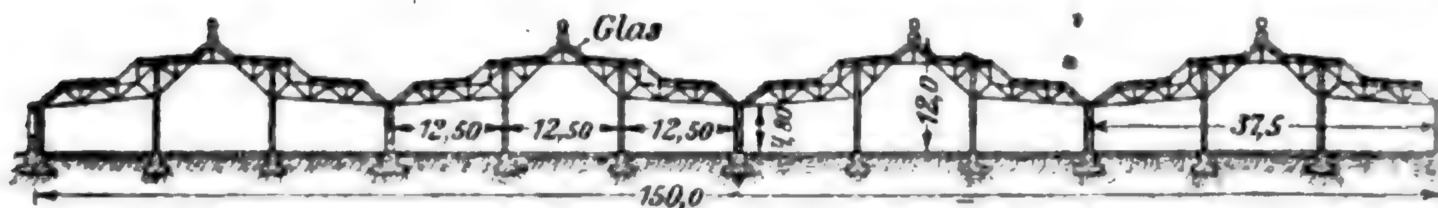
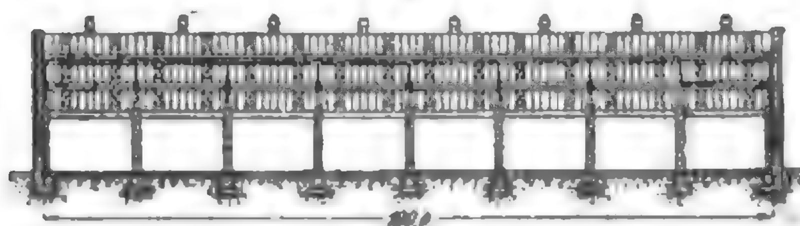


Abb. 12.



Oberlicht wird heutigentags auch in Schmieden (Niles-Werke bei Berlin, Norddeutsche Automobil- u. Motoren-A.-Ges. in Bremen-Hastedt usw.) und Eisengiefsereien (Jaeger in Elberfeld, Abb. 9e, Maschinenfabrik von R. Wolf in Salbke-Magdeburg, Abb. 22 usw.) verwendet.

Die Oberlichter der Sägedächer werden geneigt oder senkrecht gestellt (Abb. 13a u. b). Die erstere Anordnung gewährt besseren Lichteinfall, die letztere hält das Glas reiner von Schnee und Rufs, auch wird das Schweifswasser nicht unbequem, sie erfordert aber für gleiche Helligkeit gröfsere Glasfläche.

Die Neigung gegen die Wagerechte richtet sich nach dem höchsten Sonnenstande, also nach dem Breitengrade. Die Sonnenstrahlen dürfen nicht unmittelbar einfallen, da sonst blendendes Licht im Inneren

herrscht und Verderben mancher Fabrikate eintritt. Zwischen den Wendekreisen daher senkrechte Glasstellung.

Ist β der Breitengrad, ε die Ekliptik, so mufs die Neigung $\alpha = 90 - \beta + \varepsilon$ sein, also z. B. für 50^0 n. Br. $\alpha = 90 - 50 + 23^1/_2 = 63^1/_2{}^0$; vgl. daraufhin Abb. 14.

In den Kehlen der einzelnen Dachzähne liegen die wegen Schneebeseitigung und Ausbesserungen begehbaren, also mindestens 20 cm breiten Rinnen, die gut abgedichtet sein müssen. Empfehlenswerte Ausführung mittels $1^1/_2$ mm dicker verbleiter Stahlbleche von Eberspächer in Efslingen.

Abb. 13.

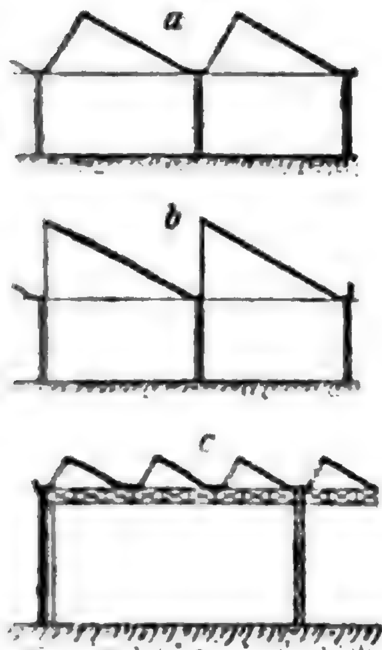
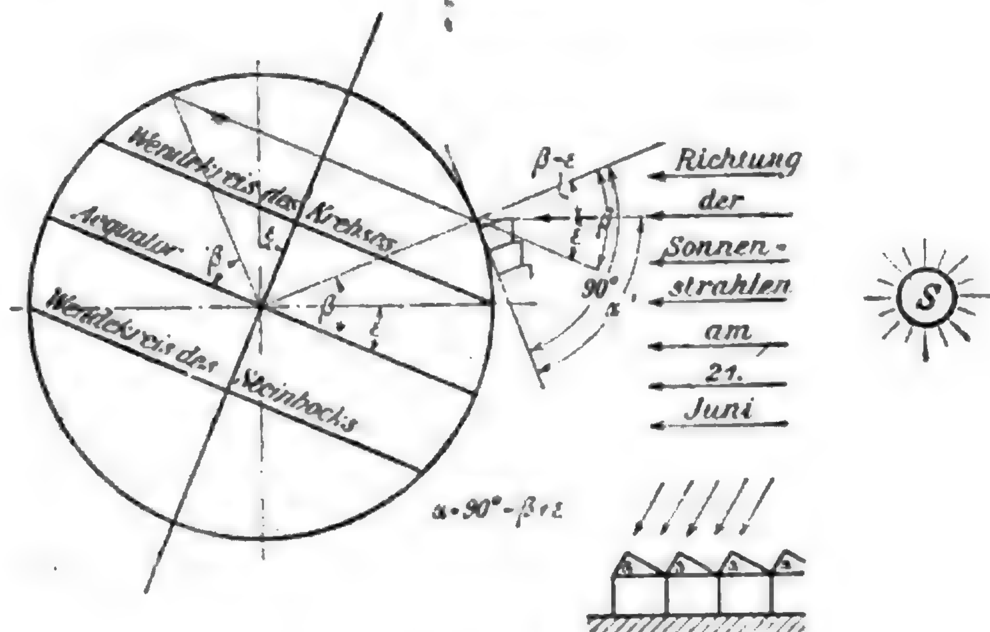


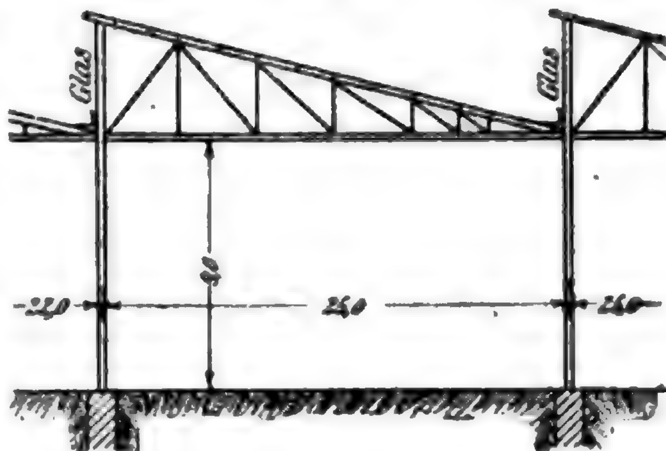
Abb. 14.



Nachteil der Sägedächer ist die grofse Stützenzahl; sie läfst sich nach Abb. 13c durch Unterzüge einschränken.

Spannweite gleich 5 bis 25 m (25 m weite Sägedächer weist z. B. die Walzhalle der Friedrich-Alfred-Hütte in Rheinhausen auf).

Abb. 15.



Die Stützenentfernung in der Längsrichtung richtet sich u. U. nach der Lagerentfernung der Wellen, falls letztere nicht an die Dachbinder gehängt sind.*)

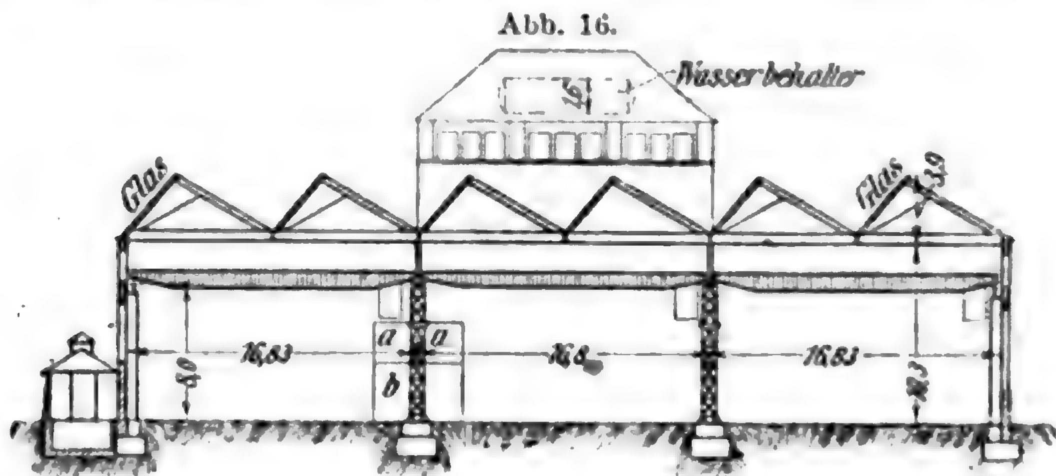
Ein Beispiel gröfserer Sägedachbauten bietet der Dreh- und Montagesaal der Daimler Motoren-Ges. in Untertürkheim, der von 13 je 10 m weit gespannten und 150 m langen Sägedächern überdeckt (Bimsbeton) wird.

Abb. 16 u. 17 S. 448 zeigen die im Jahre 1909 in Mettingen erbaute Kesselschmiede der Efslinger Maschinenfabrik. Der 51 m breite,

*) Ueber Sägedächer vgl. Z. d. V. d. I. 1898 S. 221, 307 u. 861; 1900 S. 342 u. 1197.

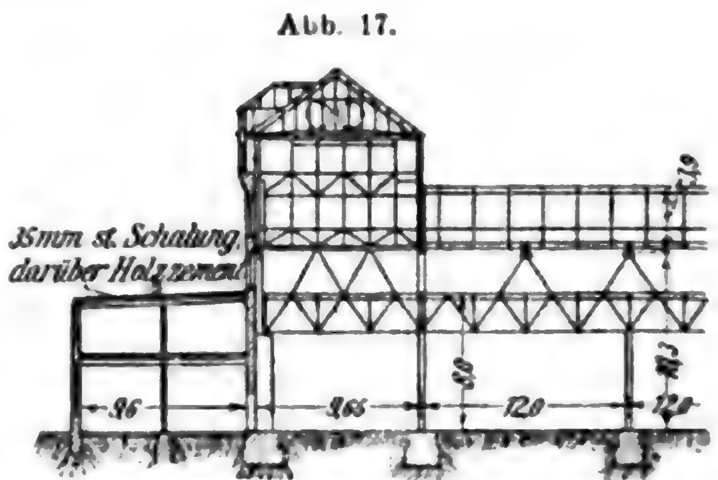
dreischiffige Bau hat 6 Dachzähne erhalten, deren First 14,2 m über Fufsboden liegt, wodurch eine reiche, dabei sehr gleichmäfsige Belichtung des Inneren erzielt wird. Der in Abb. 17 im Schnitt dargestellte

Abb. 16.



hohe Aufbau ist der Nietturm. Die Räume *a*, *a* in Abb. 16 sind Werkmeisterzimmer, *b* ist die Werkzeugausgabe.

Abb. 17.



Gröfse der Oberlichter. Das Lichtbedürfnis ist in den letzten Jahrzehnten sehr gewachsen. Früher sah man eine Oberlichtgröfse (im Grundrifs gemessen) gleich $^1/_5$ des Dachgrundrisses für Maschinenbauwerkstätten als ausreichend an, heute nimmt man $^1/_3$ bis $^4/_{10}$ und selbst $^1/_2$; unter $^1/_4$ sollte man nicht gehen. Escher, Wyss & Co. in Zürich z. B. haben bei ihrer im Jahre 1908 erbauten 23 m breiten und 104 m langen Dampfturbinenhalle das Verhältnis = 0,4 gewählt, wozu noch zahlreiche grofse Seitenlichter unter den Traufen kommen. Das 9 m hohe Oberlicht dieser Halle ist nach Abb. 8d angeordnet, sein Scheitel liegt 20,5 m über Fufsboden; die Lichtwirkung ist vortrefflich.

Für die Verglasung ist Drahtglas zweckmäfsig, das sehr widerstandsfähig gegen Stofs, Druck und plötzlichen Wärmewechsel ist. Besondere Drahtnetze, wie solche bei Rohglas erforderlich werden, sind hier unnötig.

Das Schweifswasser mufs abgeleitet werden, daher Fenstereisen mit besonderen angewalzten Wasserrinnen empfehlenswert.

Noch zweckmäfsiger sind die kittlosen Oberlichter. Die Glastafeln werden hierbei auf Rinneneisen gelagert und durch Federdruck an diese geprefst.

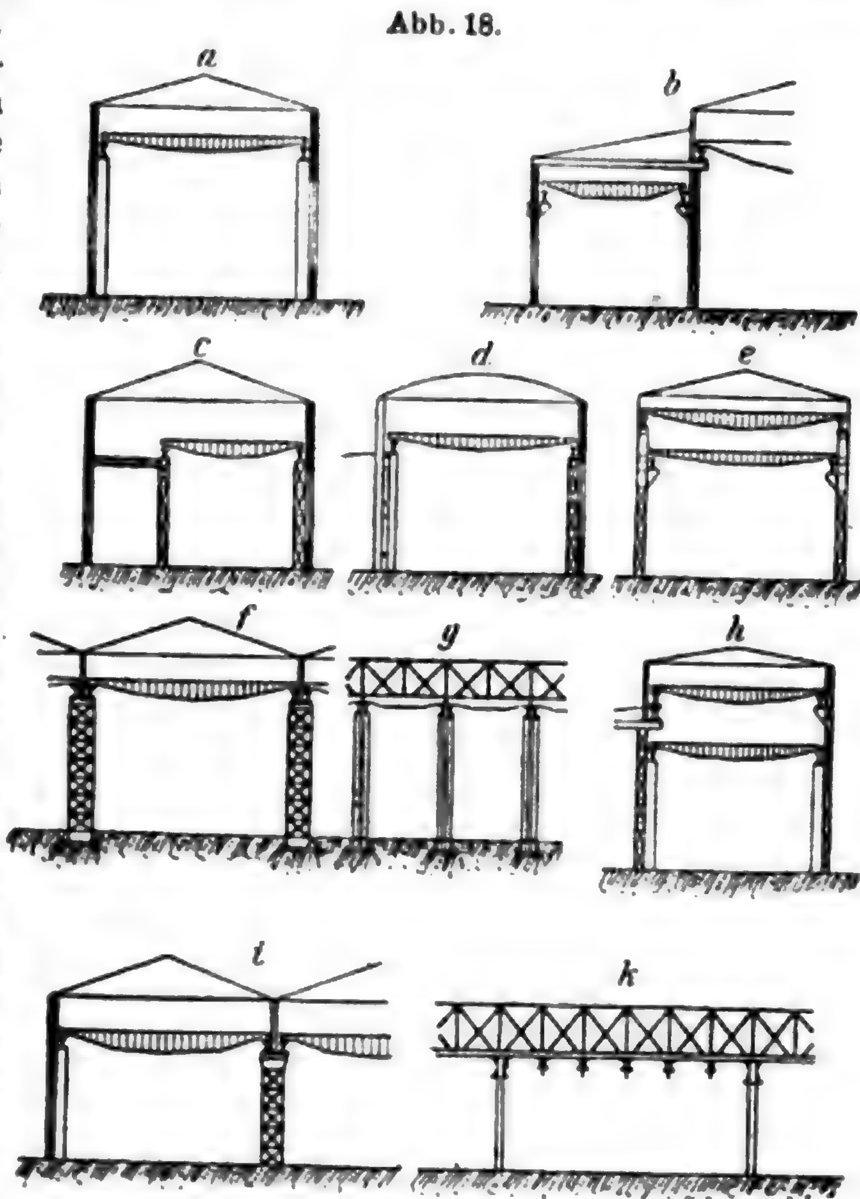
Zwischen Glas- und Rinneneisen wird entweder ein bleiumhüllter Filzstreifen, Jutestrick oder Teerstrick gelegt. Die die Federn sichernden Schraubbolzen dürfen **nicht** im Rinnenboden verschraubt oder vernietet werden, sondern in der Seitenwand, da in ersterem Fall die Bolzen schnell abrosten und die Rinnen undicht werden.

Bei den neueren Anordnungen wird jedes Anbohren der Rinnen vermieden.*)

Bei allen Oberlichtern ist für wirksame, das Eindringen von Regen oder Schnee verhindernde Lüftungseinrichtungen Sorge zu tragen, sei es durch Dunstabzüge oder durch dem First aufgesetzte Luftschächte oder Lüfter, sei es durch einstellbare Lüftungsklappen (vgl. „Lüftung").

3. **Kranstützen.** Die Bahnen der Laufkrane werden in älteren mehrschiffigen Anlagen vielfach durch auskragende Wand- und Dachsäulenstützen getragen.

Abb. 18.



Jetzt trennt man mit Recht die Kranbahnunterstützung von der des Daches. Die Abb. 18a bis k geben einige Ausführungsformen wieder. Abb. 18a zeigt die gewöhnliche Art in einschiffigen Anlagen mittels Pfeilervorlagen auf beiden Seiten. Ihre Stärke richtet sich nach der Tragkraft und dem Eigengewicht des Kranes. Abb. 18c zeigt eine Anordnung, bei der zwecks Verminderung der Kranspannweite eine besondere Stützenreihe in etwa 5 bis 6 m Abstand von der einen, mit Werkbänken besetzten Längswand aufgestellt ist. Diese Stützen, die gegen die letztere abgesteift werden müssen, gestatten zwar leichtere und billigere Krananlagen, aber weniger einen freien Verkehr. Ausführungsbeispiele: Lokomotivwerkstätte Efslingen, dsgl. Linz, Neu-Sandez und Budapest in Oesterreich-Ungarn.**)

Abb. 18b u. d zeigen getrennte Kran- und Dachstützen. Abb. 18d verdient jedoch den Vorzug.

Abb. 18f u. g geben eine weit verbreitete neuere Ausführung wieder, bei der die Kranbahn aus fischbauchförmigen Zweistützenträgern gebildet ist, während die Dachstützen aus Fachwerk bestehen.

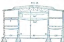
---

*) Vgl. S. 382, 383 u. 388 Verglasungen.

**) Troske in Eisenbahntechnik der Gegenwart, Bd. I Hauptwerkstätten. II. Aufl. 1914.

Abb. 18 u. 4 S. 443 zeigen die von Nordamerika entlehnte Doppelkrananordnung mit zwei übereinander geschalteten Laufkranen. Gewöhnlich liegt der stärkere Kran zu oberst, da die schwereren Maschinenteile vielfach auch eine größere Hubhöhe bedingen. Aber auch die gegenseitige Schaltung kommt vor, vgl. Abb. 19 (Humboldt in Kalk) u. Abb. 24 S. 452 (Thyssen in Mülheim a. R.).

Abb. 18.



Um die Zahl der Kranstützen zwecks freieren Verkehrs und besserer Uebersichtlichkeit zu beschränken, wird die als Fachwerkträger ausgebildete Dachbinder entsprechend kräftig bemessen, so daß die Säulen bis auf etwa 24 m auseinandergerückt werden können (Abb. 18 u. 4 S. 443).

Sollen die Arbeitsräume überhaupt frei von Säulen bleiben und dennoch durch ein nebeneinandergeschaltetes Kranpaar bestrichen werden, so wird der die mittleren Kranbahnen stützende Mittelträger an die Dachbinder gehängt. Diese fallen infolgedessen zwar schwerer

Abb. 20.

aus, aber der erzielte Vorteil großer Bewegungsfreiheit sowie der Verfügung über zwei leichtere und handlichere Krane statt über einen einzigen schweren Kran von doppelt so großer Stützweite überwiegt doch, besonders dann, wenn in den Räumen sperrige Stücke bewegt werden.

Bemerkenswerte Anlagen dieser Art sind, abgesehen von neueren Hellinghallen, u. a. das mit Gaskraftmaschinen ausgestattete 87 m lange Krafthaus der Rheinischen Automobil- und Gasmotorenfabrik von Benz & Co. in Mannheim (2 Laufkrane von je 7,5 m Stützweite und 12 bzw. 5 t Tragkraft), sowie namentlich die neue Brückenbauhalle der Hilgerswerke in Rheinbrohl. Abb. 20 zeigt der letzteren Querschnitt. Zwei

elektrisch betriebene Laufkrane von je 12,5 m Spannweite und 10 t Tragkraft bestreichen den ganzen 80 m langen und 27,8 m breiten Hauptraum. An die Kranbahnträger ist ein leichter Schwenkkran von 1 t Tragkraft und 7 m Ausladung gehängt, um so die etwa auf dem mittleren Schmalspurgleis eingebrachten Arbeitstücke auf die linke oder rechte Zulage abladen oder sie von einer dieser Zulagen auf die andere oder auch auf das mittlere Gleis bringen zu können. An den Säulen angebrachte Drehkrane von je 1 t Tragkraft und 5 bis 8 m Ausladung gestatten bequeme Handhabung der Arbeitstücke. Aufserdem ist jedes Seitenschiff mit einem 4 t-Handkran ausgestattet und eins davon mit drei fahrbaren Kranbohrmaschinen (*a* in Abb. 20). Die Mittelhalle hat Stufendach mit 4 Oberlichtflächen, jedes Seitenschiff Dreieckdachreiter, also neben reicher Kranausrüstung auch reichliches Tageslicht. Die Anlage hat sich gleich den übrigen dieser Art aufs beste bewährt. Die neue, 130 m lange, säulenfreie Eisenbauwerkstätte der Maschinenbauanstalt Humboldt in Cöln-Kalk hat sogar 40 m Spannweite und nach Art der Abb. 20 zwei nebeneinandergeschaltete Kran-

Abb. 21.

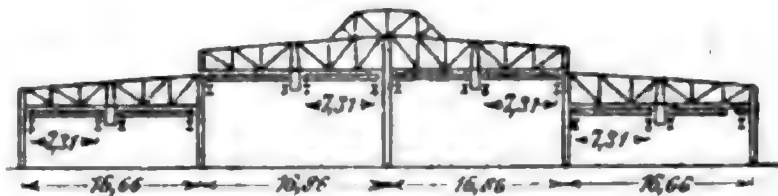
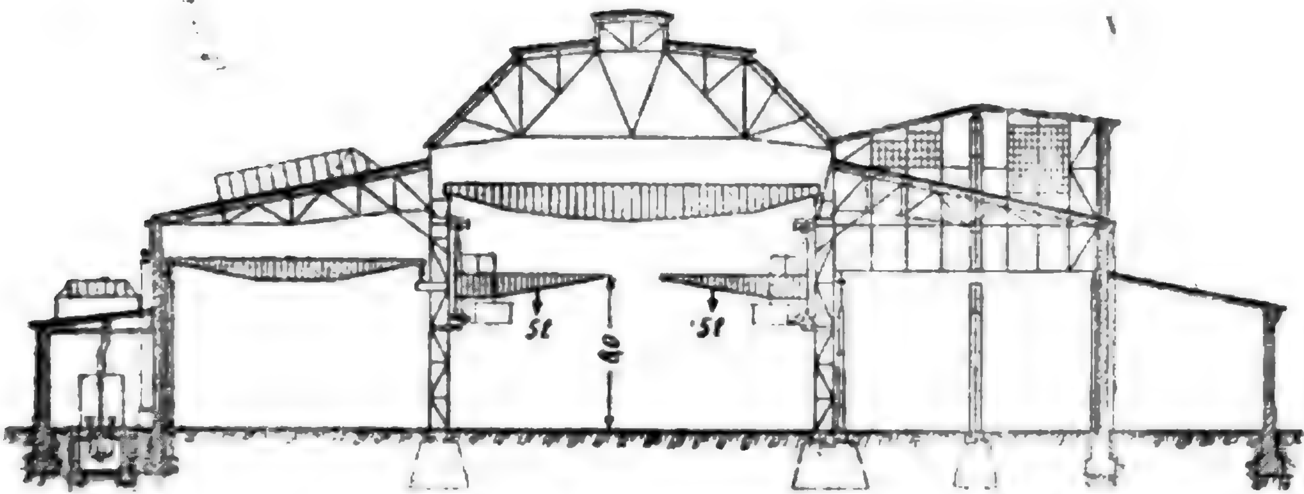


Abb. 22.



felder mit je 2 Laufkranen von 5 und 10 t Tragkraft sowie 18,5 m Stützweite.

Auch in amerikanischen Fabriken findet man derartige, an die Dachbinder gehängte Kranbahnen, u. a. in der Haupthalle, Schmiede (Abb. 21) und Giefserei der American Bridge Co. in Ambridge bei Pittsburg.*)

Gebäudelängen über 100 m werden zweckmäfsig mit zwei Kranen ausgestattet. Man kann die Laufkrane erheblich entlasten durch Konsolkrane, wovon je einer eine Langseite bedient. Abb. 22 zeigt den Querschnitt der mustergültigen dreischiffigen Giefserei von R. Wolf in Salbke-Magdeburg. Länge 120 m, Breite ohne die Nebenräume $41^3/_4$ m. Im Mittelschiff zwei Laufkrane von je 25 t auf derselben Kranbahn und zwei

*) Vgl. Reissner, Amerikanische Eisenbauwerkstätten S. 56, 69 u. 70.

Konsolkrane. Jeder Kran wird durch drei Motoren elektrisch betrieben und von angehängter Führerbühne aus gesteuert. Die Konsolaufkrane haben 5,8 m Ausladung und 5 t Tragfähigkeit. Ihre Laufkatzschienen liegen 8 m über Fußboden. Das Kippmoment wird durch ein oberes und unteres Rollenpaar von 0,47 m Durchm. auf das Hallengerüst übertragen. Minutl. Geschwindigkeit für Kranfahren = 120 m, Lastheben = 8 m, Laufkatzenbewegung = 10 m. Diese durch leichte Bewegungsfähigkeit und einfache Bedienung sich auszeichnenden Krane sind besonders nützlich beim Zusammensetzen und Abheben leichter Formkasten, Ausheben von Modellen und Transport von Formen. Sie werden bereits in zahlreichen Fabriken benutzt, so bei Jäger in Elberfeld, bei der Hannov. Maschinenbau-Akt.-Ges. in Hannover-Linden, bei der

Abb. 23.

Abb. 24.

MAN in Gustavsburg, hier sogar, wie in Lauchhammer, mit gekrümmten Kranbahnen in den Stirnwandecken, um aus einem Schiff in das andere fahren zu können, bei Thyssen in Mülheim und a. a. O. Auch S. 260 u. 261 „Hochbau" sind mehrere Beispiele wiedergegeben.*)

Besondere Ueberlegung erfordert die richtige Bemessung der Hubhöhe und der Tragkraft der Krane; Fehler in diesen beiden Maßen rächen sich später bitter. Die Abb. 23 u. 26 (Gießerei und Montagehalle der Ascherslebener Maschinenfabrik) zeigen große Verhältnisse, die aber noch übertroffen werden durch die Maschinenfabrik Thyssen & Co. in Mülheim-Ruhr (Abb. 23 u. 24).**) In Abb. 23 wird das 30 m breite Hauptschiff der Eisengießerei von vier „Drehlaufkranen" von je 30 t Tragkraft bestrichen, während an den die inneren Kranbahnen stützenden Dachträger ein fahrbarer 5 t-Drehkran gehängt ist, eine

*) Vgl. auch St. u. E. 1906 S. 96.
**) St. u. E. 1912 Nr. 51.

Anordnung, die sich auch im 20 m breiten Hauptschiff der Maschinenbauhalle wiederfindet. In den übrigen fünf Schiffen dieser Gießerei stehen im ganzen noch elf Laufkrane bis zu 40 t Tragkraft im Betrieb, darunter vier Stück auf gleicher Bahn.

In Abb. 24 (Querschnitt der 1911 eröffneten mechanischen Werkstätte) wird das 25 m breite Hauptschiff sowohl von übereinanderliegenden Laufkranen (einer von 40 t und zwei von je 15 t Tragkraft) bestrichen als auch von zwei Konsolkranen von je 5 t. Die Kranfrage dürfte hier in mustergültiger Weise gelöst sein.

Abb. 25.

Abb. 26.

Großer Hub bedingt große Gebäudehöhe (und hohe Heizungskosten); so ist z. B. bei Abb. 24 u. 26 die Scheitelhöhe der Oberlichter = 24 m über Fußboden bei einem Kranhub von rd. 16 m.

Die Gebäudehöhe läßt sich um einige m verringern durch Krane mit obenliegenden Hauptträgern (Abb. 24 u. 27). Hier ist der Hub auf rd. 16 (Abb. 24) und 7 m (Abb. 27) bemessen. Die Halle der Abb. 27 S. 454 (Eisenwerk Wülfel) zeichnet sich durch reiche Tagesbelichtung aus.

Die Eisenstützen nebst den etwa vorhandenen eisernen Unterzügen müssen in Räumen, worin leicht brennbare Stoffe verarbeitet oder gelagert werden, mit Rabitzputz, Moniermasse, Korkschalen usw. umhüllt werden, damit sie bei Brandfällen standfest bleiben.

Schmiedeiserne Stützen usw. verlieren schon bei etwa 600° ihre Festigkeit und knicken unter ihrer Belastung zusammen, wobei die Unterzüge die Umfassungswände einreifsen. Gufseiserne unverhüllte Säulen usw. vertragen nicht in heifsem Zustande das Bespritzen mit Wasser; daher Eisenbeton u. Umst. vorzuziehen (vgl. Punkt 13 a S. 466), jedoch für Werkstätten mit Lärmerzeugung (Kesselschmieden, Weichenwerkstätten usw.) wegen seiner Schallverstärkung nicht empfehlenswert.

Eisenträger dürfen nie unmittelbar in dem Wandmauerwerk aufruhen, sondern stets auf Blechplatten oder besser auf gewölbten Gufsplatten, da sonst Längendehnung der Träger im Hochsommer usw. die Wände beschädigt.

Alle auskragenden Fufsteile der Eisensäulen sind **unter** den Fufsboden zu legen, damit die Arbeiter nicht fallen, vgl. Abb. 19 S. 450.

4. **Treppen.** Treppen ohne Absatz (Podest) (Abb. 28a) geben Anlafs zu Unglücksfällen, besonders zur Winterzeit, wenn am Schuhwerk

Abb. 27.

Schnee haftet. Daher ist nach je 10 bis 15 Stufen ein Absatz (Ruheplatz) in Mindestbreite der Treppe anzulegen (Abb. 28b).

Die Neigung der Treppen sei tunlichst nicht steiler als 45°.

Mindestbreite des Auftritts *a* . . . = 26 cm,
Höchstmafs der Steigung *s* . . . = 20 „ ,
für Haupttreppen *a* = 30 cm, *s* . . = 16 bis 17 cm,
„ Nebentreppen *a* = 27 bis 28 cm, *s* = 18 „ 20 „ .

Das Steigungsverhältnis der Treppe ist in allen Stockwerken beizubehalten.

Die geringste Treppenbreite bei einem Verkehr in beiden Richtungen von höchstens 50 Arbeitern sei 1,25 m.

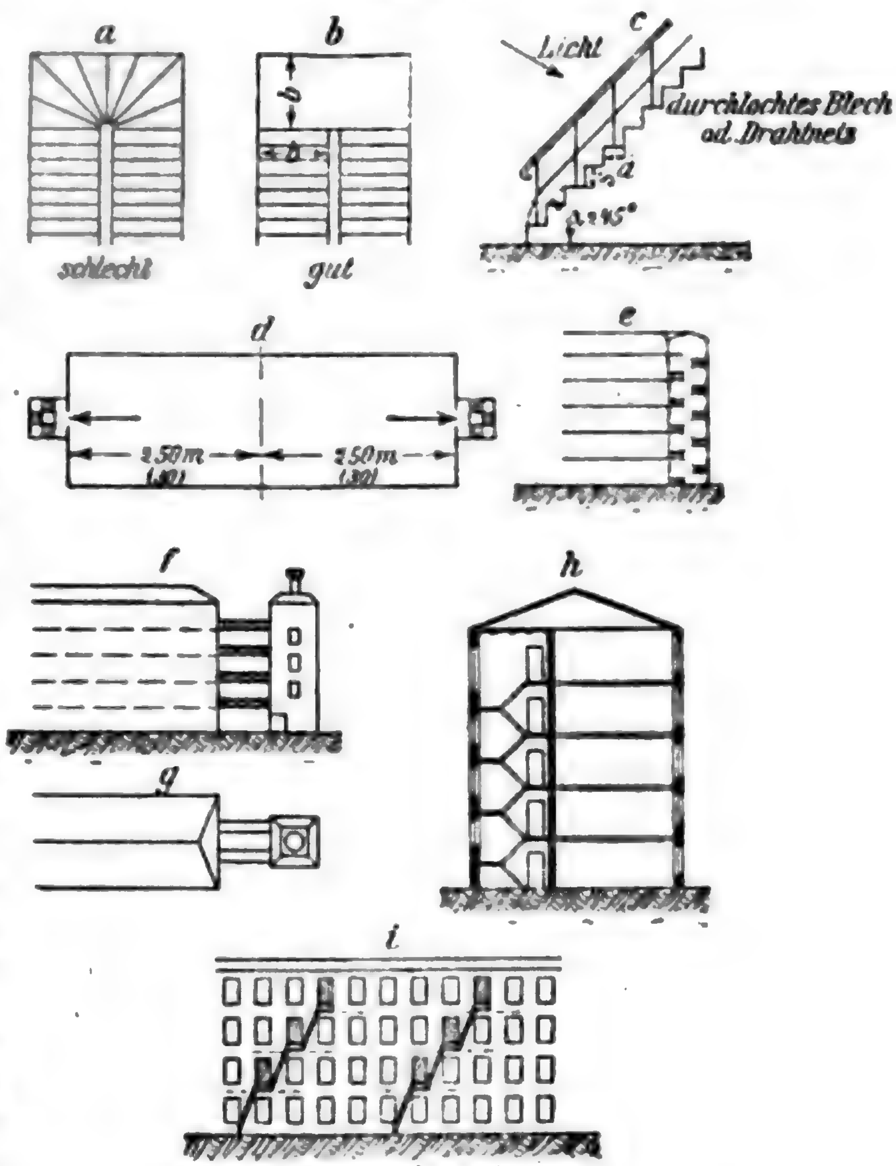
Glattwerden der Stufen durch Abnutzung ist zu verhindern. Holzbelag oder Gummi ist da ratsam, wo Stufen durch Oel oder Nässe schlüpfrig werden können.

Alle Treppen sind mit festem Geländer und Handläufer zu versehen; freitragende Treppen u. Umst. aufserdem noch mit einer etwa 25 cm hohen Seitenverkleidung (Drahtnetz oder durchlochtes Blech neben den Stufen) (Abb. 28c), um Verletzungen durch herabfallende Transportteile zu verhüten. Wendeltreppen, sog. Hexentreppen und sonstige Künsteleien sind möglichst zu vermeiden.

Alle Treppen sind feuersicher anzulegen. Granitstufen zerspringen in der Hitze. Bauordnung hierbei beachten! Die Vorschriften hierüber

sind in den einzelnen Städten verschieden; z. B. müssen mancherorts bei einer Gebäudelänge über 50 m zwei Treppenhäuser (Abb. 28d) angelegt werden; anderswo soll die Treppe höchstens auf 25 bis 30 m Entfernung von jeder Stelle des Arbeitsraumes erreichbar sein.

Abb. 28.



Durch Treppenhäuser werden die bei Brandfällen gefährlich wirkenden Deckendurchbrechungen vermieden.

In feuergefährlichen Betrieben ist die Treppe in einen feuersicheren Bau zu legen (Abb. 28d, e u. h). Alle Türen müssen nach dem Treppenhause aufschlagen. Um dessen Verqualmen zu verhüten, schlägt Oppermann getrennte Lage des Treppenhauses nach Abb. 28f u. g vor. Uebergangsbrücken dürfen aber nicht ringsum eingehüllt werden, sondern aufser dem Schutzgeländer höchstens ein seitlich offenes Blechdach haben.

Bei süddeutschen Getreidemühlen wird das Treppenhaus mit der Mühle oder dem Silospeicher durch offene Altane verbunden, um jede Durchbrechung der inneren Umfassungswände zu vermeiden.

Sogenannte Sicherheits- oder Nottreppen (aus Eisen) (Abb. 28i) ersetzen oft die zweite Treppenanlage. Vor den betreffenden, als Türen ausgebildeten und nach aufsen aufschlagenden Ausgangsfenstern ist ein Treppenabsatz anzulegen. Das unterste Ende ist in der Regel hochgezogen und wird erst bei Brandgefahr herabgelassen.

Bei verhältnismäfsig niedrigen Arbeitsräumen werden zuweilen Rampen statt der Treppen gewählt. Bei einer Steigung bis etwa 1 : 4 werden jene ohne Fufs- oder Querleisten ausgeführt, darüber mit solchen.

Stets ist für genügende Belichtung zu sorgen. Das Licht soll die Stufe von vorn treffen, nicht von oben (Abb. 28c).

Die erforderlichen Beleuchtungsvorrichtungen müssen nicht nur vorhanden, sondern auch jederzeit wirksam sein!

Die gesetzlichen Vorschriften (§ 120 der R.-G.-O., § 96 des Unfallversicherungsgesetzes, § 2 des Haftpflichtgesetzes, allgemeine Rechtsgrundsätze) sind zu beachten.

5. **Tore und Türen** müssen stets in der Ausgangsrichtung aufschlagen.

Sollen durch Tore Eisenbahnwagen verkehren, so ist ihre Breite mindestens gleich 3,35 m, besser gleich 4,0 m, zu wählen (gröfste Wagenbreite = 3,15 m), ihre Höhe gleich 4,8 m (gröfste Höhe gedeckter Wagen mit Bremshaus = 4,65 m). Wellenleitungen an solchen Toröffnungen sind daher genügend hoch zu legen. Bei Durchfahrten nach Lichthöfen und Einfahrten in Fabrikhöfe ist auf die Fahrzeuge der Feuerwehr Rücksicht zu nehmen. **Luken** sind wegen ihrer grofsen Gefährlichkeit tunlichst zu vermeiden, mindestens aber mit ausreichenden Schutzvorrichtungen zu versehen.

6. **Fufsböden.** Die Zusammenstellung der Abb. 29 bis 31 zeigt die Fufsbodenarten verschiedener Werkstattabteilungen.

Für Schmieden ist Lehmschlag oder Kopfsteinpflaster zweckmäfsig. Ersterer wird in drei je 10 cm dicken Schichten eingebracht, jede mufs kräftig gestampft werden, bis sie schwitzt. Der obersten Schicht

Abb. 29.

werden Feilspäne, feine Drehspäne, Hammerschlag und Salzwasser beigemengt. Vor Ingebrauchnahme aber ist diese zwei bis drei Wochen täglich abzubrausen, damit Rissebildung vermieden wird und zum Schlufs zu teeren (Abb. 29).

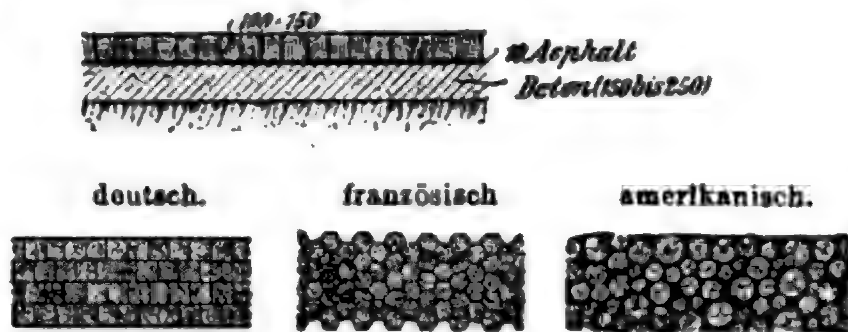
Für Eisengiefsereien ist $^1/_2$ bis $1^1/_2$ m tiefer Formsandboden empfehlenswert (für Herdformerei unbedingt nötig); für Lackierereien fugenloser Boden (Asphalt oder Betonschicht mit Zementauflage). Ziegelboden in Zementmörtel ist da, wo starker Verkehr herrscht und schwere Lasten bewegt werden, unvorteilhaft, da die Ziegel mit der Zeit zerbröckeln und, falls nicht sofort Ausbesserung erfolgt, dadurch zu Unfällen Anlafs geben.

In Drehereien, Schlossereien, Montierräumen ist **mindestens** an den Arbeitstellen und Werkbänken Holzboden zu verlegen (Dielenbelag auf Kreuzholz oder besser Holzklotzpflaster). Solcher ist für die Arbeiter wärmer, daher gesunder als der Beton-, Granit-, Asphalt- oder Pflasterboden. Auch werden die zu Boden fallenden Arbeitstücke auf Holz weniger beschädigt. Beton ist zwar etwa 4 ℳ für 1 qm billiger als Holzklotzpflaster, seine Wahl für diese Arbeitstellen aber eine falsche Sparsamkeit.

Die Holzklötze dürfen nur auf festem Untergrund ruhen, sonst bilden sich im Betriebe leicht Löcher, die Unfälle veranlassen. Daher ist es empfehlenswert, sie auf eine 15 bis 25 cm dicke Betonschicht zu setzen, die zur besseren Abdichtung mit 1 cm dicker Asphaltlage überzogen wird (Abb. 30). Die Fugendichtung erfolgt durch Asphalt oder Zementmörtel, wobei wohl zur Ersparnis die unteren zwei Drittel der Fugenhöhe mit Kies gefüllt werden. Gut ist es, die 8 bis 15 cm hohen Klötze mit Zinkchlorid oder Teeröl zu tränken. Man verwendet bei uns meistens Buchenholz, Hirnholz oben.

Statt des Rechteckquerschnitts wird in Frankreich auch die teurere Sechseckform genommen, um eine gefälligere Wirkung zu erzielen (Abb. 30). In Nordamerika ist man entgegengesetzt vorgegangen und hat die Klötze durch Ablängen der billigen Wipfelenden von Nadelhölzern hergestellt. Die größeren Zwickelfugen werden zum Teil mit Kies gefüllt

Abb. 30.



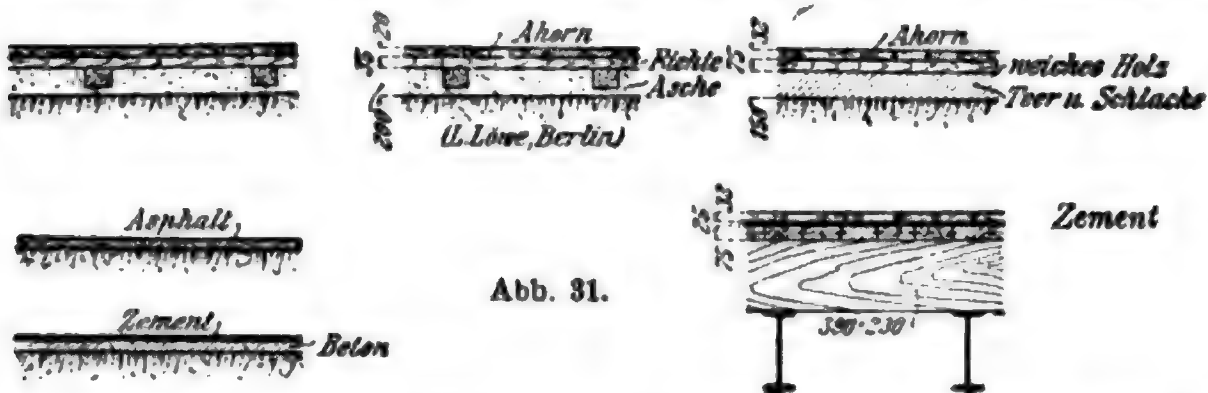


Abb. 31.

und mit Zementmörtel ausgegossen. Bei Dielenbelag ist es sehr empfehlenswert, zwei Lagen von gekreuzten Dielen zu verlegen, wovon die obere amerikanisches Ahornholz ist. Er erhält entweder Kreuzholzunterstützung (Abb. 31) oder ruht auf einer 15 cm starken gestampften Teerschlackenlage.

In amerikanischen Stockwerkbauten werden die Decken vielfach nach Abb. 31 ausgeführt, wobei zwischen die Dielenlagen eine $2^1/_2$ cm starke Zementschicht kommt. Diese „fugenlosen" Decken sind der Ausbreitung von Feuer hinderlich.

Betonfufsboden hat sich bei genügender Stärke in vielen Fabriken bewährt, auch in Montagewerkstätten. Die 20 bis 25 cm dicke Betonschicht wird mit einer 1 bis 2 cm starken Zementlage überzogen und vor Ingebrauchnahme mindestens 14 Tage lang täglich abgebraust. Auch Schlackenbeton aus Zement, Kalk, Sand und grober Steinkohlenschlacke in 25 bis 30 cm Stärke kommt mit Erfolg zur Anwendung (Abb. 29). Er ist zähe und wird durch die Erschütterung der Werkzeugmaschinen nicht so leicht rissig.

Wo Eisenbahngleise in das Innere münden, auf denen die Fahrzeuge mittels Brechstangen verschoben werden (Lokomotiv- und Wagenfabriken, dsgl. Eisenbahnwerkstätten), empfiehlt es sich, unmittelbar neben die Schienenaufsenkante eine leicht auswechselbare, 10 cm breite Bohle oder besser noch eine umgekehrte Schiene, ein ungleichschenkliges Winkeleisen oder eine gufseiserne Schienenplatte*) bündig mit dem Boden zu verlegen, damit die Brechstangen den Betonboden nicht zerdrücken (Abb. 29 S. 456). An manchen Orten ist der Betonfufsboden wegen dieses Zerbröckelns bei fehlender Schutzleiste unbeliebt geworden, aber mit Unrecht.

7. **Verteilung der Energie.** Hohe Geschwindigkeiten verringern die Anlagekosten. Umlaufzahl der Hauptwelle in der Minute:

a) bei langsam gehenden Arbeitsmaschinen $n = 100$ bis 150/min,
b) bei schnell laufenden „ $n = 200$ „ 400 „ .

Vereinzelt ist man in Holzbearbeitungswerkstätten auch bis 500 i. d. Min. gegangen. Lagerentfernung $l = 1{,}5$ bis 4 m, und zwar a) bei beliebigem Sitz der Riemen- und Seilscheiben sowie der Zahnräder zwischen den Lagern:

$$l \sim 250 \sqrt{d};$$

falls aber die genannten Triebwerksteile nahe den Lagern sitzen:

$$l \sim 300 \sqrt{d}.$$

Hierin bezeichnet d den Wellendurchmesser in mm.

Bei grofser Energieabgabe oder -aufnahme einzelner Wellenstränge ist l entsprechend kleiner zu nehmen. Bei der Festlegung des Wellendurchmessers sind die biegenden Kräfte zu beachten. Zweckmäfsig ist es, die Arbeit der Kraftmaschine in der Mitte der Wellenleitung auf diese zu übertragen, um durch Teilung der Energie schwächere Wellen zu erhalten.

Auf sorgfältige Verlegung der Wellenleitungen ist besonderer Wert zu legen, damit leichte Beweglichkeit und kalte Lager erzielt werden.

Die Lagerung der Wellen an den Dachbindern bedingt kräftige Dachstühle; besser ist die Lagerung an den Wänden, Säulen, Unterzügen oder auf besonderen Mauerfüfsen.

Wo, besonders in feuergefährlichen Betrieben, Wellenleitungen durch Decken oder Zwischenwände treten, sind diese möglichst klein zu haltenden Durchbrechungen mit Blechen oder Einsatzkasten zu schliefsen.

Der Wellenplan mit der Maschinenverteilung ist dem Arbeitsgange eng anzupassen. Hiernach richtet sich wiederum die Lage der einzelnen Werkstattabteilungen zu einander und die Anordnung der Bauten betreffs ihrer Pfeileranlagen, Säulenstellungen usw. Architekt und Ingenieur müssen **gemeinsam** nach diesem Gesichtspunkt entwerfen.

Ueber Energieverluste der Wellenleitungen vgl. Z. d. V. d. I. 1892 S. 1113 u. 1149, dsgl. 1893, S. 1131.

Wo dieselbe Umlaufzahl bei allen Wellenleitungen genau innegehalten werden mufs, wie z. B. in Spinnereien und Websälen, erfolgt

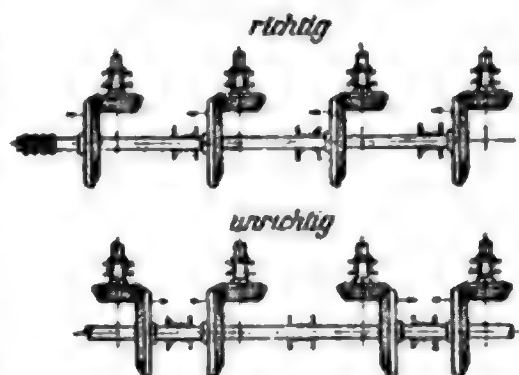
---

*) Abb. in Eisenbahntechnik der Gegenwart, Bd. I, Abschnitt **Troske**, Hauptwerkstätten. II. Auflage 1914.

die Energieabgabe durch Zahnräder oder durch endlosen Seiltrieb. In beiden Fällen empfehlen sich besondere Wellen- oder Seilschächte Bei dem Kreisseiltrieb ist senkrechte Spannwagenlage wegen erleichterter Lagerschmierung der wagerechten vorzuziehen.

Bei Gruppenantrieb durch Kegelräder sind letztere stets auf dieselbe Seite zu legen (Abb. 32). Der Gesamtschub ist durch Bunde oder Kammzapfen aufzunehmen. Eine gleichmäfsige Verteilung der Antriebsräder auf beide Seiten zwecks Aufhebung des Achsialdrucks (Abb. 33) ruft wegen der wechselnden Energieabgabe an den einzelnen Uebersetzungsstellen Pendeln der Hauptwelle hervor, ist also zu verwerfen. Trotzdem kommen auch neuzeitlich noch diese unrichtigen Anordnungen vor.

Abb. 32 u. 33.



Bei langen Wellen machen sich die Wärmeänderungen geltend, weshalb Ausdehnungskupplungen einzuschalten sind. Die einzelnen Wellenstücke sind im allgemeinen 6 bis 7 m lang; es sind daher Verbindungskupplungen einzubauen, z. B. Hülsenkupplung bis 50 mm Wellendurchm., Sellers-Kupplung bis 80 mm Durchm., darüber hinaus Scheibenkupplung. Die Kupplung ist immer ein schwacher Punkt der Wellenleitung, daher ist sie stets **neben** ein Lager zu setzen.

Tunlichst sind Ringschmierlager zu nehmen, die wenig Wartung bei grofser Betriebsicherheit bedingen. Beliebt sind offene Hängelager wegen leichten Ein- und Ausbringens der Wellen. Bei wagerechtem Riemenzug ist dieser auf den durchgehenden Lagerarm zu richten, damit im Falle eines Lösens der Schalen die Welle nicht herausgerissen wird.

Bei senkrechtem Riemenzug ist Aussteifung der offenen Hängelager durch Schraubenanker empfehlenswert. Lager und deren Querträger werden zweckmäfsig durch Klemmen befestigt, was später bei einem Fabrikationswechsel bequeme Versetzung gestattet.

Schnell laufende Riemen*) sind wirtschaftlich vorteilhaft. Man nehme ihre Geschwindigkeit bis 30 m/sk. Sie müssen dann aber auch sorgfältig genäht oder besser geleimt, stets gut gestreckt und ausgeglichen sein. Für feuchte Räume sind Gummiriemen mit Leinwandeinlagen vorzuziehen.

Hanfseiltrieb arbeitet vorteilhaft mit $v = 20$ bis 25 m/sk. Beanspruchung des Seiles = 6 bis 7 kg/qcm, Zahl der Seile $\sim \frac{\text{Umfangskraft}}{6 \times \text{Seilquerschnitt}}$. Dazu 1 bis 3 Ersatzseile. Gängiger Seildurchm. = 4 bis 5 cm. Nutenwinkel $\sim 45^0$.

Am besten wagerechter oder schwach geneigter Trieb.

Seiltrieb**) mit Einzelseilen (Dehnungsspannung) erzeugt bei neuen Seilen grofse Lagerdrücke, was bei Kreisseilbetrieb (Belastungsspannung) nicht zu befürchten ist.

---

*) Ueber schnell laufende Riemen vgl. Z. d. V. d. I. 1889 S. 113; 1893 S. 15, 970 u. 1150; 1899 S. 1631; 1901 S. 1683.

**) Näheres in Z. d. V. d. I. 1892 S. 593; Eng. Rec. 1896 S. 487; Génie Civ. 1903 S. 218.

Drahtseilbetrieb ist durch die elektrische Energieübertragung nahezu verdrängt worden, leistet aber u. Umst. immer noch gute Dienste. Abstand der Seilrollen = 25 bis 125 m. Seilgeschwindigkeit bei Gufseisenscheiben bis 30 m/sk.

Elektrische Energieübertragung gestattet gröfsere Freiheit in Säulenstellung, Fensteranordnung usw. als die mechanische und bringt die langen Wellenleitungen und Riemenübertragungen z. T. in Fortfall, verringert also die Unfallgefahren und gewährt bessere Uebersicht und besseres Licht sowie staubfreiere Luft, da diese von den sonst erforderlichen vielen Riemen ständig gepeitscht wird. Wirkungsgrad für Stromerzeuger, Leitung und Motor = 0,70 bis 0,75.

Aufstellung der Elektromotoren auf Steinsockeln, Eisenstützen oder Wandkonsolen. Grubenaufstellung hat sich im allgemeinen nicht bewährt. In stauberzeugenden Räumen ist der Motor gut einzukapseln.

a) **Einzelantrieb** ist vorteilhaft

1. bei gröfseren Werkzeugmaschinen, besonders bei versetzbaren,
2. bei entfernt vom Krafthause aufgestellten Arbeitsmaschinen,
3. bei sehr schnell laufenden Maschinen (Holzbearbeitung, Kreiselpumpen, Ventilatoren usw.),
4. bei Maschinen mit unterbrochenem Betrieb (Drehscheiben, Schiebebühnen, Hebezeugen, Seidenwebereien wegen des häufigen Fadenreifsens, auch bei Schnellpressen, die wegen des Herrichtens der Druckformen einen unregelmäfsigen Betrieb haben usw.).

Energieverbrauch hier stets nahezu gleich der geleisteten Arbeit. Sobald die Maschine stillsteht, ist der Arbeitsverbrauch = null, während die mechanische Uebertragung auch während des Leerlaufs Energie verzehrt. Beispielsweise verbrauchen die leer laufenden Wellenleitungen in einer mehrgeschossigen Berliner Fabrik 90 PS bei einer Gesamtleistung der Betriebsmaschine von 280 PS.

Einzelantrieb ist namentlich für Ringspinnmaschinen vorteilhaft. Diese arbeiten mit veränderlicher Umlaufzahl (je nach Durchmesser der Spule, nach Garn und Baumwollensorte). Einphasen-Kollektor-Motoren mit Déri-Schaltung sind hierfür sehr geeignet.

Bei ausgeführten Anlagen saugen die eingekapselten Motoren aus Kanälen kühle Aufsenluft an und geben die erwärmte an andere Kanäle ab. In diesen liegen auch die Stromkabel, so dafs die Spinnsäle frei von solchen sind und infolge Fortfalls aller Riemen einen freien Ueberblick gewähren.

In der Spinnerei von Festi Rasini bei Verona sind z. B. 65 derartige Motoren von je 7 PS in einer Reihe hintereinander aufgestellt.

b) **Gruppenantrieb** ist zweckmäfsig bei kleinen Arbeitsmaschinen, da kleine Elektromotoren geringeren Wirkungsgrad haben als stärkere Motoren, auch mehr Wartung und Unterhaltung erfordern. Anlagekapital wird durch b) ermäfsigt. Anderseits ergibt sich wieder ein gröfserer Bedarf an Wellen, Lagern, Riemen und sinkender Wirkungsgrad der ganzen Gruppe bei Abschaltung eines Teils der Maschinen.

In amerikanischen Fabriken wählt man in der Regel Einzelbetrieb, sobald der Motor mindestens etwa 5 PS leisten mufs, darunter wird in der Regel Gruppenantrieb vorgezogen.

Die einzelnen Gruppen sollen wiederum tunlichst nach dem Arbeitsgange gebildet und aufgestellt werden. Leider ist dies nicht immer durchführbar.

Gruppenantrieb ist auch für ältere Geschofsbauten, besonders in ⊔- oder H-Form, vorteilhaft, da Fortfall aller halbgeschränkten und sonstigen Uebertragungsriemen und der damit verbundenen zahlreichen Betriebsstörungen. Letztere sind bei grofser Belegschaft von erheblicher finanzieller Wirkung.

(Beispiel: König & Ebhardt in Hannover.)

Mechanischer Wellenantrieb erfordert in den Drehereien eine Aufstellung der Drehbänke usw. parallel zur Längsachse (Fensterwand) des Raumes.

Fehlt daher Oberlicht, so haben die Arbeiter nach der Mitte zu schlechteres Licht als die nahe dem Fenster. Dagegen gestattet elektrischer Einzelantrieb Aufstellung der Werkzeugmaschinen winkelrecht zur Fensterwand, so dafs die Arbeiter ziemlich gleichmäfsig Licht von der Seite erhalten. Auch Laufkranbedienung ist hierbei bequem einzurichten.

Ueber die **Kosten** der Energieerzeugung s. Eberle, Z. d. V. d. I. 1898 Nr. 51; 1899 S. 297; dgl. Urbahn usw. in Fufsnote S. 432; über Wirtschaftlichkeit des elektrischen Einzelantriebs Z. d. V. d. I. 1900 S. 1189.

8. **Maschinenfundamente.** Wo die Uebertragung von Lärm, Erschütterungen und Bodenschwingungen durch Maschinenfundamente auf die Nachbarschaft möglichst vermieden werden mufs, wie bei den in Wohnvierteln, besonders aber in Wohngebäuden aufzustellenden Gaskraftmaschinen, Dieselmotoren, rasch laufenden Dampfmaschinen und Dampfturbinen, da ist es geboten, die Fundamentmassen

1. genügend schwer zu machen,
2. vom Fufsboden ringsum durch Luftschlitze zu trennen, damit sie ohne jeden Zusammenhang mit dem Gebäudefundament sind,
3. in besonderen Fällen tiefer hinabreichen zu lassen als die Gebäudegrundmauern,
4. auf eine weiche Zwischenlage (z. B. Naturkork in Eisenrahmen) zu stellen.

Unter Umständen treten Bodenschwingungen auf, die sich auf eine Entfernung bis zu mehreren hundert Metern fortpflanzen und die Nachbarn stark belästigen können. Korkunterlage im Verein mit schwerem Fundament hat sich wiederholt bewährt, so bei den Berliner Elektrizitätswerken „Am Schiffbauerdamm" und „Mauerstrafse" (Dampfturbinen); ebenso bei Dieselmotoren, z. B. in dem mustergültig ausgeführten Kraftwerk (1700 PS) im Kellergeschofs des Kaufhauses von Rudolph Hertzog in Berlin. Fernwirkungen sind hier gänzlich vermieden.

Auch Hammerwerke erfordern sorgsam durchdachte Fundamente. Die preufsische „Technische Anleitung" zur Reichs-Gewerbe-Ordnung*)

*) Technische Anleitung zur Wahrnehmung der den Kreis- (Stadt-) Ausschüssen (Magistraten) durch § 109 des Gesetzes über die Zuständigkeit der Verwaltungs- und Verwaltungsgerichtsbehörden vom 1. August 1883 hinsichtlich der Genehmigung gewerblicher Anlagen übertragenen Zuständigkeiten. Vom 15. 5. 1895. Zuletzt abgeändert durch Erlafs vom 18. 8. 1907.

schreibt unter Nr. 10 vor, dafs bei Hammerwerken einschliefslich der Poch-, Stampf- und Fallwerke

1. das Fundament a) durch eine mindestens 10 cm starke Luftschicht seitlich von dem Erdboden getrennt wird, wobei die Trennungsräume der Besichtigung zugänglich zu machen sind, und b) tiefer hinabgeführt wird, als die Fundamente der Nachbargebäude,

2. der Ambofsstock auf Sandboden mindestens die 20fache, auf Steinboden die 30fache Schwere des Fallgewichts erhält und an passender Stelle eine Holzunterlage,

3. zur Abschwächung des belästigenden Lärms auf eine hinreichende Entfernung der Betriebstätte von bewohnten Gebäuden Bedacht genommen wird.

9. **Heizung.***) Grundsatz: Die Arbeiter sollen sich nicht warm arbeiten, sondern der Arbeitsraum soll angemessen erwärmt sein; dann wird, unter sonst gleichen Verhältnissen, bessere Arbeit geleistet, sowohl der Güte als auch der Menge nach. In den Abteilungen, wo die Arbeiter viel körperliche Bewegung haben, wie in Schlossereien und Montageräumen, genügt eine geringere Luftwärme als in solchen, wo die Arbeiter stehen (Dreherei)* oder sitzen (Sattlerei, Feinmechanik usw.). Demgemäfs rechnet man im allgemeinen:

12° C für allgemeine Maschinenbauanstalten, Kesselschmieden, Montageräume der Lokomotiv- und Wagenfabriken sowie Eisenbahnwerkstätten, Stellmachereien usw.,
15° für Drehereien, Mechaniker, elektrotechnische Arbeitsäle, Sattlerei, Tischlerei usw.,
18 bis 20° für Lackierereien,
20 bis 22° für Spinn- und Websäle im Winter. (Letztere müssen im Sommer bis auf 25° herabgekühlt werden, da ein Teil der eingeleiteten Energie sich in Wärme umsetzt.)

Für Trockenanlagen mufs die Erwärmung von Fall zu Fall festgesetzt werden, z. B.:

120 bis 250° für Eisengiefsereien (300° für Lehmformen),
300 bis 700° für Stahlgiefsereien,
100° und mehr für Holz,
30 bis 70° für Stärke,
30 bis 50° für Ziegeleien, Salinen usw.

Schmieden bedürfen keiner Heizung, Giefsereien nur während des Formens. Da die Former viel auf dem Boden hocken müssen, so empfiehlt es sich, Heizkörper dicht über diesem anzuordnen.

Ofenheizung ist hier vielfach im Gebrauch. Sie wirkt in gröfseren Räumen sehr ungleichmäfsig, nahe dem Ofen zu warm, weiter ab zu kalt, liefert Staub und Schmutz und ist zudem feuergefährlich, daher auch für viele Betriebe verboten oder mit höherer Feuerversicherungsgebühr behaftet. Sie ist dafür billig in Anlage und Betrieb und sichert eine wirksame Lüftung. In kalten Gegenden sind Dauerbrandöfen am Platze.

---

*) Vgl. auch S. 390 Abschnitt Lüftung und Heizung.

Luftheizung, in Amerika beliebt; die Luft wird an Rohrbündeln, durch die Frisch- oder Abdampf der Betriebsmaschine zieht (Sturtevant),*) erwärmt und strömt an verschiedenen Stellen des Arbeitsraumes unter Vermittlung eines Bläsers aus einer Rohrleitung aus (Dampf-Luftheizung).

Dampfheizung hat in den letzten Jahrzehnten starke Verbreitung gefunden. Vorzüge: Ausschlufs der Feuersgefahr, Vermeidung von Staubbildung, schnelle Heizung der Räume, einfache Bedienung und geringe Erhaltungskosten. Nachteile: teuer in Anlage und im Betrieb (falls nicht Abdampf benutzt wird).

Bei **Frischdampf** geht man mit ungedrosseltem Kesseldampf bis in den zu heizenden Raum, um enge Leitung und geringe Kondensationsverluste zu haben. Daselbst wird seine Spannung durch Druckminderungsventile auf den Heizdruck herabgebracht. Das Dampfrohr fällt vom Kessel nach dem letzten Heizkörper hin, damit das Niederschlagwasser mit dem Dampf in derselben Richtung abfliefst und die Heizung ohne Geräusch arbeitet. Der Dampf ist von oben in die Heizkörper einzuführen.

Der Ausdehnung der Röhren ist Rechnung zu tragen durch Lagerung der Rippenrohre auf Rollen oder Schlitten. Aufhängung der glatten Rohre durch Pendel und Schlingen; Einbau von Ausgleichvorrichtungen usw.

Das Kondenswasser ist aus allen Heizkörpern durch selbsttätige Kondenstöpfe mit Umführung abzuführen. Beim Anheizen werden die Töpfe auf Umführung, d. h. auf unmittelbare Abführung des Wassers, eingestellt, danach auf selbsttätige Abführung und kurz vor Schlufs der Heizung wieder auf Umführung, damit alle Leitungen sich entleeren und Frostschäden vermieden werden. Das Kondenswasser ist nach einem Sammelbehälter zu leiten, für Kesselspeisung und andere Zwecke geeignet.

Falsch ist es, gufseiserne Dachsäulen für Heizzwecke zu benutzen, wie geschehen.

Alle Zu- und Ableitungen sind mit Absperrvorrichtung zu versehen. Die Heizkörper sind nicht dicht an die Wand zu stellen, sondern müssen frei von Luft umspült werden. Daher freistehende Dampföfen besser als Heizröhren in Kanälen mit Gitterabdeckung. Alle Frischdampfleitungen sind gut einzuhüllen.

Empfehlenswert ist es, die Heizleitungen durch Farbanstrich leicht erkennbar zu machen (ebenso die Druckluft-, Gas- und sonstigen Leitungen).

Die Berechnung der erforderlichen Heizfläche erfolgt nach der Wärmedurchgangstheorie, Vgl. Abschn. „Heizung" S. 402.

10. **Lüftung.** § 120 der Reichsgewerbeordnung schreibt nicht nur genügenden Luftraum vor, sondern auch genügenden Luftwechsel.

Hohe Bauten mit einer genügenden Zahl von Luftabzügen liefern gute Luftverhältnisse. Hiergegen ist wiederholt schon, besonders bei Sägedächern, verstofsen worden. Nachträglicher Einbau von Saugern in zu niedrig gehaltenen Räumen ist nur Notbehelf.

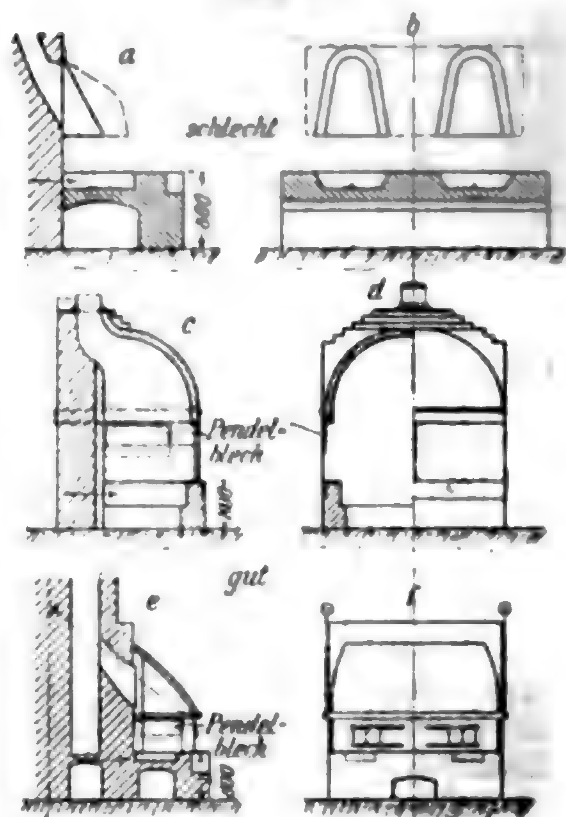
---

*) Näheres s. Büte und v. Borries, Nordamerikan. Eisenbahnen in techn. Beziehung, auch Z. d. V. d. I. 1892 S. 772.

Für Oberlichter sind leicht bewegliche und doch dicht schliefsende Lüftungsklappen mit Gegengewicht empfehlenswert. (Bewährte Ausführung die der Hilgerswerke in Rheinbrohl und der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg.) Die in Abb. 11 u. 12 (S. 446) dargestellte Haupthalle der Benzwerke in Mannheim enthält z. B. aufser zahlreichen Lüftern im Firste 528 Lüftungsklappen ersterer Art.

Eisen- und Gelbgiefsereien bedürfen besonderer Dunstabzüge in Gestalt von Firstaufbauten. Solche in ganzer oder nahezu ganzer Länge sind einzelnen Luftschächten (Abb. 25 S.453) vorzuziehen. Wo solche Aufbauten fehlen, wird oft künstliche Lüftung durch Sauger erforderlich. In Räumen mit starker Staubentwicklung mufs der Staub an der Erzeugungsstelle abgesaugt und durch Sauger abgeführt werden.

Abb. 34.

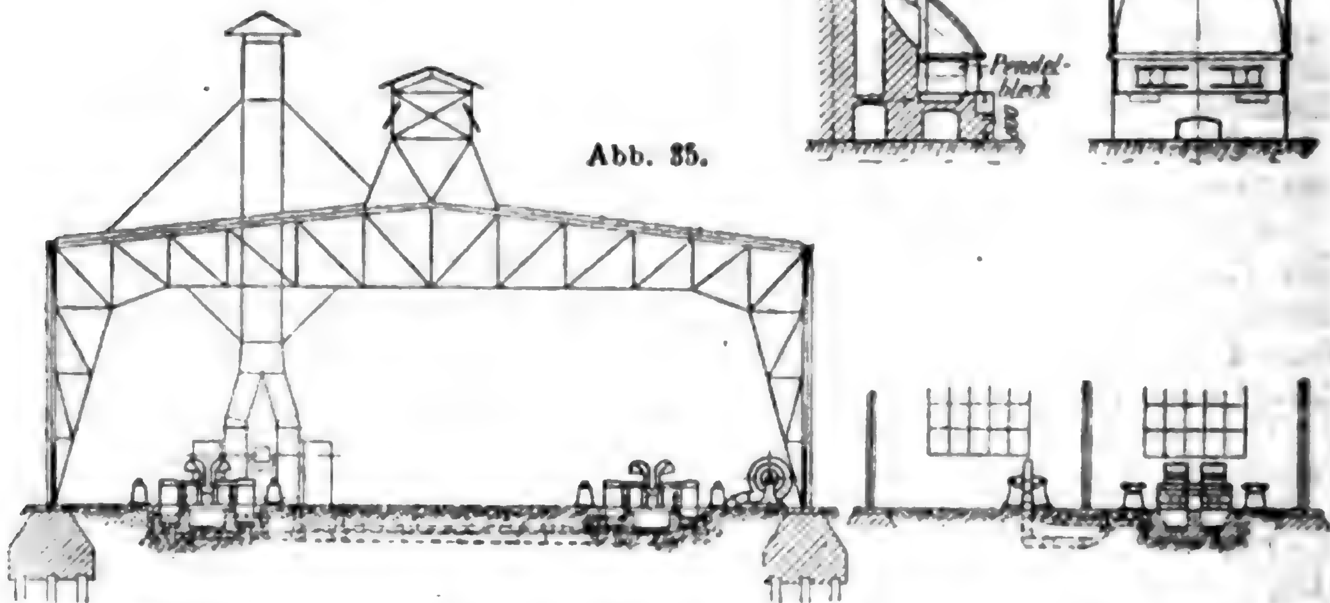


In Holzbearbeitungswerkstätten einschliefslich Modelltischlereien mit mechanischer Späneabfuhr bewirkt diese zugleich eine gute Lüftung.

In Kesselschmieden empfiehlt es sich, für die Polterfeuer senkbare Schornsteine mit Rauchfang einzurichten.

In Schmieden läfst sich die Luft durch Zusetzen der Feuer oder durch Rauchabsaugung wesentlich verbessern.

Abb. 35.



Englische Schmieden sind darin vorbildlich und fallen durch Sauberkeit ihrer Arbeiter auf. Abb. 34c u. d zeigen ein englisches zugesetztes Schmiedefeuer,*) ähnliche Feuer sind hiernach in der Eisenbahnwerkstätte Tempelhof bei Berlin mit Vorteil eingebaut (Abb. 34e u. f). Gemauerte oder aus Eisenbeton hergestellte Rauchschirme sind zwar teuer, aber auch kühler. Die abschliefsenden, mit Schieber oder Klappe versehenen Blechmäntel werden bei sperrigen Schmiedestücken abge-

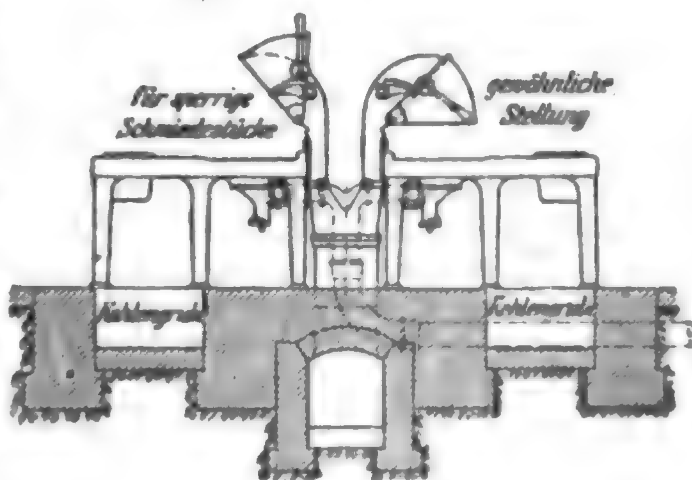
*) Troske, Londoner Untergrundbahnen 1892 S. 59 und Z. d. V. d. I. 1891, II. S. 806.

nommen. Vor der Arbeitsöffnung hängt ein Pendelblech, das die Augen des Arbeiters vor der strahlenden Wärme usw. schützt.

Abb. 34a u. b zeigen ältere Rauchschirme, wie sie nicht gemacht werden sollen. Mindestens sind solche nach gestrichelter Linie anzulegen.

Rauchabführung durch hohe gemauerte Esse oder mittels kräftiger Sauger und Eisenblechesse (Abb. 35, Schmiede der Lübecker Maschinenbaugesellschaft; Eisenfachwerkbau auf Pfahlrostgründung). Zweckmäfsig hierbei Feuer mit verstellbarer Rauchkappe (Abb. 36, Anordnung von Geub-Ehrenfeld) und Absperrschieber zwecks Abschaltung vom Rauchkanal.

Abb. 36.



Bei zugesetztem oder abgesaugtem Feuer kann Schmiede innen weifs gestrichen werden. (Schmiede der Eisenbahnwerkstätte Tempelhof, dsgl. der Mühlenbauanstalt Amme, Giesecke & Konegen in Braunschweig, der Hansa-Lloyd-Werke A.-Ges. in Bremen-Hastedt usw.)

Ueber Lüftung der Spinnereien und Webereien vgl. Albrecht, Handbuch der prakt. Gewerbe-Hygiene.

11. Beleuchtung. Vgl. darüber II. Bd. Abschn. „Beleuchtung“. Dsgl. Bauhandbuch der Architektur, III. Bd. 4, II. 1908.

12. Be- und Entwässerung. Anschlufs an städtisches Leitungsnetz, sonst eigenes Pumpwerk mit Hochbehälter (Wasserturm, auch Behälter auf besonderem Gestell oder um Schornstein gelagert), Druckhöhe mindestens 20 m, bei hohen Bauten mehr.

In alle Räume sind Zweigleitungen mit Zapfstellen zu führen (Waschvorrichtungen, Trinkwasser, Brandhähne). Alle Zweigleitungen müssen durch Schieber abzusperren sein, dsgl. die Hauptleitung, damit jeder Strang erforderlichenfalls für sich nachgesehen und ausgebessert werden kann.

Bei scharfem Frost mufs das Wasser abgesperrt und abgelassen werden können.

Erdleitungen aus gufseisernen Muffenrohren in $1^1/_4$ bis $1^1/_2$ m Tiefe. Wo Eisenbahngleise von der Leitung gekreuzt werden, ist diese rechtwinklig zur Gleisachse und zwischen zwei Schwellen hindurchzuführen, damit kein unmittelbarer Druck der Fahrzeuge übertragen wird.

Unter Umständen ist Wasserreinigung für Kesselspeisewasser einzurichten, besonders bei stark kalk- und gipshaltigem Wasser.

Die **Entwässerung** erfolgt durch ein besonderes Kanalnetz. Die mit Schlammsack ausgestatteten Seitenstränge führen das Abwasser einem Hauptkanal (glasierte Tonröhren, Zementröhren oder gemauert) zu; von da in das städtische Kanalnetz, in einen Wasserlauf, erforderlichenfalls noch zu vorheriger Reinigung in Klärteiche oder in Sickerteiche.

Vorschriften der Wasserpolizei usw. beachten!

13. **Feuerschutz.** Zwei Hauptgesichtspunkte sind hierbei zu verfolgen:

a) Einschränkung der Brandgefahr durch möglichst feuersicheren Bau,

b) Erschwerung der Ausbreitung sowie schnelle Unterdrückung eines Brandes.

Zu a): Bauten aus Stein und Eisen, letzteres durch glut- und feuersichere Stoffe geschützt, besonders bei Stockwerkbau, oder aus Eisenbeton, der gegen Feuereinwirkung sehr widerstandsfähig ist; ferner bei Holzbauten Verputzen des zuvor gerohrten Holzes oder Tränken des zuvor glattgehobelten Holzes.

Zu b): Durch zweckmäfsige Anordnung des Grundrisses, der Treppen, Brand- und Zwischenwände, durch Vermeidung von Decken- und Wanddurchbrechungen oder, wo solche der Triebwerke wegen erforderlich sind, durch möglichsten Abschlufs um diese herum, sowie durch feuersichere Türen, ferner durch Oberlichtverglasung mittels Drahtglases läfst sich ein ausgebrochenes Feuer örtlich einschränken. Die sofortige Bekämpfung eines Brandes wird ermöglicht durch ein Wasserpfostennetz, durch selbsttätige Feuermelder und Feuerlöschbrausen (Sprinkler), Gasspritzen, Löschdosen usw., ferner durch gute Ueberwachung (Wächterkontrolluhren) und baldige Beseitigung feuergefährlicher Abfälle und Aufbewahrung an einem sicheren Ort. Dahin gehört z. B. für Holzbearbeitungswerkstätten die mechanische Späneabfuhr. Hierbei sind die betreffenden Unfallverhütungsvorschriften genau zu beachten.

Die Brandmauern sind 30 bis 50 cm über die Dachhaut hinauszuführen. Die äufseren Brandmauern sind tunlichst ohne Oeffnung zu lassen; die bei feuergefährlichen Betrieben in etwa 40 m Abstand zu errichtenden inneren Brandmauern erhalten feuersichere und von selbst zufallende Türen. Die Tür wird für gewöhnlich durch ein Gewicht am Zufallen gehindert, in dessen Tragkette eine bei bestimmter Temperatur schmelzbare Legierung eingeschaltet ist. Bei Steigerung der Wärme bis auf den Schmelzpunkt dieser Legierung reifst die Kette und die Tür schliefst sich.

Einfache eiserne Türen sind nicht feuersicher, wohl aber solche aus doppelten, mindestens 1 mm starken Eisenblechplatten mit Asbesteinlage, die in 5 cm breite unverbrennliche Falze schlagen und dicht schliefsen; ebenso Türen aus 25 mm starken gespundeten Brettern mit allseitiger, 1 mm starker Eisenblechbekleidung, die mittels durchgehender Niete oder Nägel befestigt ist.

Durchaus zu empfehlen sind ortfeste Eisenleitern zum Besteigen der Dächer. Rings um die Gebäude Wasserpfosten, damit alle Stellen unter Wasser genommen werden können. Die Ueberflurpfosten auf meterhohem Standrohr (bei genügendem Druck mit zwei Auslässen für doppelte Schlauchleitung) sind den Unterfluranordnungen vorzuziehen, da sie nicht wie diese einfrieren, versanden oder durch lagernde Teile verdeckt werden können. Brandhähne und Zapfstellen sind auch im Inneren einschl. des Dachgeschosses anzubringen, dsgl. Schlauchkasten mit Mundstück. Alle Schlauchverbindungen und Rohranschlüsse sind einheitlich durchzuführen. Bei Lage der Fabrik in oder nahe der Stadt ist die städtische Feuerwehrkupplung zu wählen. Bauart Storz

hat sich hierfür sehr bewährt. Spritzenhaus mit Spritze und Zubehör nahe dem Hauptzugang. Löschproben müssen von Zeit zu Zeit vorgenommen werden.

Selbsttätige Feuerlöschbrausen stehen seit Jahren in Amerika und England in ausgedehnter Anwendung und finden neuerdings auch bei uns immer größere Verbreitung in feuergefährlichen Betrieben (Spinnereien, Webereien, Holzbearbeitungswerkstätten, Mühlen usw.), nachdem die deutschen Versicherungsgesellschaften eine Ermäßigung der Versicherungsgebühr um 50 % auf Fabriken mit diesem Feuerschutz zugestanden haben. Diese Gebührenersparnis gestattet, die an sich teure Anlage in verhältnismäßig wenigen Jahren abzuschreiben.

Bedingung für die 50 % Gebührenermäßigung ist aber doppelter Speiseanschluß, wovon einer unerschöpflich sein muß (Dampfpumpe am Flußlauf saugend); auch muß der Hochbehälter mindestens 5 m über der höchsten Brause liegen.

Abb. 37.

Die Fabrikräume werden nahe der Decke mit einem längs- und quergezogenen Rohrnetz ausgestattet. Brausenabstand in Längs- und Querrichtung = 2,5 bis 3,5 m. Das ganze Rohrnetz steht unter Druck und zwar in frostfreien Räumen unter Wasserdruck, in nicht frostfreien unter Luftdruck. Die Brausen enthalten einen Ventilverschluß aus Jett oder Glas, dessen Hebel durch eine Legierung von bestimmtem Schmelzpunkt (gewöhnlich 70° C) zusammengehalten werden (Abb. 37).

Abb. 38.
Schnitt A-B

Sobald eine Brause sich öffnet, entströmt ihr das Wasser oder es entweicht zunächst die Druckluft, ein Druckwasserventil öffnet sich, und das ganze Netz steht nunmehr unter Wasserdruck. Die Brause läßt das Wasser aus ihrer 13 mm-Öffnung in Regenform austreten und deckt

eine Fläche von etwa 9 qm. Breitet sich das Feuer weiter aus, so öffnen sich die Nachbarbrausen. Schon die erste Brause bringt gleichzeitig eine Alarmglocke zum Tönen. Bei gröfseren Anlagen ordnet man getrennte Rohrnetze mit je einer Glocke an, so dafs der Feuerherd sofort kennbar wird. Abb. 38 zeigt eine solche Brausenanlage für eine Wagenfabrik, ausgeführt von Walther & Cie. in Dellbrück bei Cöln. Hier sitzen die Brausen auch unter den Holztreppen. Die grofse Ludwigshafener Walzmühle ist durch 6800 Brausen geschützt, die Baumwollspinnerei Am Stadtbach in Augsburg durch 8100 Stück, die Uferschuppen am Freihafen in Bremen sogar durch 17000 Stück.

14. **Schutzvorrichtungen.** Nach § 120a bis c der R.-G.-O. sind die Gewerbeunternehmer **verpflichtet:**

1. die Arbeitsräume, Betriebseinrichtungen, Maschinen und Gerätschaften so einzurichten und zu unterhalten, dafs die Arbeiter gegen Gefahren für Leben und Gesundheit so weit geschützt sind, wie es die Natur des Betriebes gestattet;

2. für genügendes Licht, ausreichenden Luftraum und Luftwechsel, Beseitigung des bei dem Betriebe entstehenden Staubes, der dabei entwickelten Dünste und Gase sowie der dabei entstehenden Abfälle Sorge zu tragen;

3. Schutzvorrichtungen anzuordnen, die den Arbeiter gegen gefährliche Berührungen mit Maschinen oder Maschinenteilen oder gegen andere in der Natur der Betriebstätte oder des Betriebes liegende Gefahren schützen;

4. Vorrichtungen zu treffen zum Schutze gegen die Gefahren, die aus Fabrikbränden erwachsen können;

5. Vorschriften zu erlassen für Kessel- und Maschinenwärter.

Verstöfse hiergegen ziehen u. Umst. Folgen nach sich: a) polizeilicher, b) strafrechtlicher, c) zivilrechtlicher Art.

Nach der amtlichen gewerblichen Unfallstatistik vom Jahre 1906 entfielen:

42 % auf unvermeidliche Betriebsgefahren,
7 % auf mangelhafte Betriebseinrichtungen,
7 % auf Fehlen von Schutzvorrichtungen,
29 % auf Schuld der Verletzten,
$1^1/_2$ % auf Schuld der Betriebsleitung,
4 % auf Schuld beider Teile,
8 % auf Schuld anderer,
$1^1/_2$ % auf sonstige Ursachen.

Alle gewerblichen Anlagen müssen ferner den Vorschriften der Bau-, Feuer- und Gesundheitspolizei entsprechen, gegebenenfalls auch denen der Wasser- und Strafsenpolizei.

§ 120d der R.-G.-O. besagt: „Die zuständigen Polizeibehörden sind befugt, im Wege der Verfügung für einzelne Anlagen die Ausführung derjenigen Mafsnahmen anzuordnen, welche zur Durchführung der in § 120a bis c enthaltenen Grundsätze erforderlich und nach der Beschaffenheit der Anlage ausführbar erscheinen" usw.

Die Maschinen und mechanischen Einrichtungen sind so zu bauen, dafs Gefahrpunkte an ihnen möglichst von vornherein ausgeschlossen oder doch auf ein tunlichst geringes Mafs beschränkt sind. Das nach-

trägliche Umkleiden oder Abdecken solcher Stellen ist nur ein Notbehelf.

Alle Schutzvorrichtungen, auch die von den Arbeitern in persönlichen Gebrauch zu nehmenden, wie Schutzbrillen usw., müssen so angeordnet sein, dafs sie diesen nicht in ihrer Tätigkeit lästig fallen; ferner müssen sie stets in brauchbarem Zustande sein, daher sind die nur zeitweilig benutzten öfter zu prüfen. Beim Entwerfen oder bei Auswahl von Schutzvorrichtungen sind die Unfallverhütungsvorschriften zu Rate zu ziehen. Von den 66 gewerblichen Berufsgenossenschaften haben zur Zeit 65 und von den 48 landwirtschaftlichen 41 solche Sondervorschriften erlassen.

So sind z. B. für Holzbearbeitungsmaschinen die mit guten Abbildungen ausgestatteten Unfallverhütungsvorschriften der Norddeutschen Holz-Berufsgenossenschaft (Berlin) sowie die der Südwestdeutschen (Stuttgart) sehr empfehlenswert, besonders auch der von jeder dieser beiden Körperschaften 1910 herausgegebene Sonderabdruck „Unfallverhütung" (aus der Jubiläumsschrift: „Die ersten 25 Jahre der Holz-Berufsgenossenschaft 1885 bis 1910") mit mehreren hundert Abbildungen von Schutzvorrichtungen. — Auch die Jahresberichte der Gewerberäte geben schätzbare Fingerzeige. Vgl. auch „Sammlung von Vorrichtungen und Apparaten zur Verhütung von Fabrikunfällen". Mülhausen. II. Aufl. 1895. Dsgl. Albrecht, Praktische Gewerbehygiene.

Aus der grofsen Schar der in Benutzung stehenden mannigfachen Schutzvorrichtungen seien einige hier angeführt.

a) Bei den **Gleisanlagen** auf Fabrikhöfen halte man darauf, dafs die neben Gebäuden herlaufenden Stränge mindestens 2,1 m mit ihrer Mitte von jenen entfernt bleiben, damit ein zwischen Wagen und Wand geratener Mensch keine Gefahr läuft (Abb. 39).

Münden Tore oder Türen nach der Gleisseite hin, so schützt eine Holz- oder Eisenschranke (Abb. 40) gegen Ueberfahrenwerden.

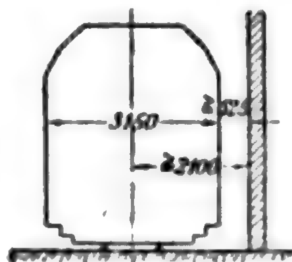


Abb. 39.

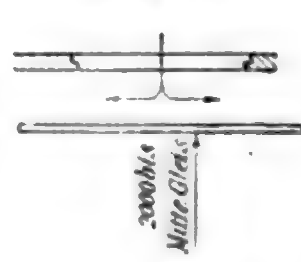


Abb. 40.

b) Die Hauptwege in den Arbeitsräumen seien mindestens 1 m, höchstens 2 m breit, Quergänge mindestens 0,75 m. Ueber 2 m breite Wege verleiten die Arbeiter leicht dazu, während des Betriebes Arbeitstücke oder sonstige Teile darauf zu legen. Solche geben leicht Anlafs zu Unfällen. Auch Fufswege im Freien sind nicht über 2 m breit zu halten.

c) **Galerien** und Verbindungsbrücken sind durch feste Geländer zu sichern.

d) **Wellen.** Schnell laufende blanke Wellen sind stets zu umkleiden oder verdeckt anzuordnen. Stehende Wellen sind bis 1,8 m über Fufsboden gleichfalls zu umhüllen. Vorstehende Nasenkeile, Schraubenmuttern und -köpfe sind bei allen Triebwerkteilen durch glatte Einkapselungen oder vorspringende Ränder zu verdecken. Umwicklung derartiger Teile mit Lappen usw. ist zu verbieten. Die Arbeiter müssen enganliegende Jacken tragen.

e) **Drahtseile** über Verkehrstellen sind stets durch Schutznetze oder -brücken zu sichern.

f) **Zahnräder** sind an ihren Eingriffstellen besonders gefährlich, daher mindestens an diesen zu umkleiden (Abb. 41a u. b S. 470); besser ist,

die Räderpaare ganz einzuhüllen (bei wechselndem Drehsinn auch notwendig) durch Bleche oder durch Drahtnetz auf Winkel- oder Flacheisen (Abb. 41c). Kegelräder sind ganz einzuhüllen.

Zweckmäfsig hält man die Schutzvorrichtungen in derselben Farbe, in der die Arbeitsmaschine gestrichen ist, und rändert sie mit 1 bis 2 roten Linien.

g) **Riemen,** die durch den Fufsboden reichen, sind je nach ihrer Neigung zu diesem 1,5 bis 1,8 m hoch einzukleiden (Abb. 42). Solche, die aus einem Nebenraum durch die Innenwand treten, müssen bis etwa 2 m Höhe über Fufsboden durch ein Brett oder Drahtnetz gesichert werden (Abb. 43). Riemen von mehr als 5 cm Breite und 10 m/sk Geschwindigkeit, die Arbeitsstellen oder Wege kreuzen, müssen in gleicher Weise bis etwa 2 m über Fufsboden gesichert werden.

Abb. 41.

Abb. 42.

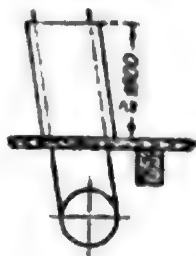
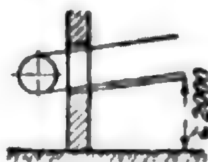


Abb. 43.



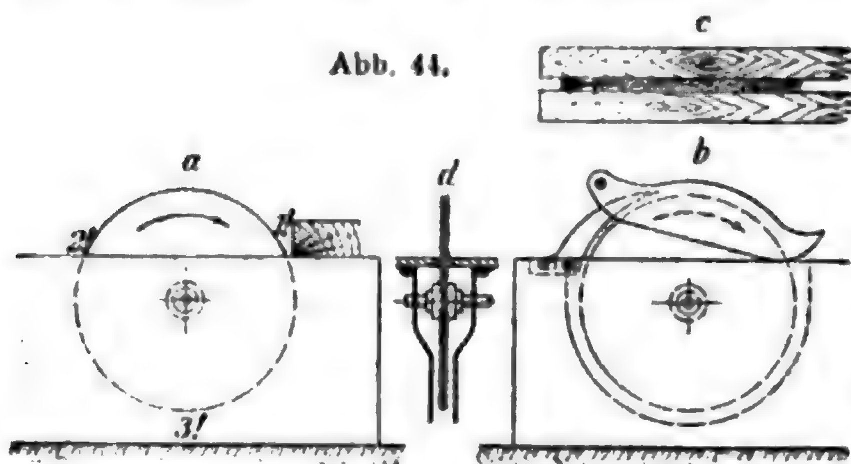
Da das Auflegen bewegter Riemen von Hand gefährlich ist, so ist diese Arbeit mittels eines Riemenauflegers auszuführen.

Grofse Riemen sind beim Stillstand der Maschine oder Welle aufzulegen.

Von den Scheiben abgenommene Riemen sind auf entsprechende feste Stützen (Riementräger) zu lagern, damit sie nicht mit den sich drehenden Stellen in Berührung kommen und in Bewegung gesetzt werden.

h) **Maschinen.** Allen Arbeitsmaschinen ist ringsum genügender Platz zu geben, damit sie möglichst gefahrlos bedient und gereinigt werden können. Bei den Hobelmaschinen für Eisen ist hierauf besonders zu achten. Bei gröfstem Hub des Tisches mufs zwischen dessen Stirnende und der etwa davor verlaufenden Wand oder davorstehenden Säule oder Maschine ein Mindestabstand von 50 cm sein, besser jedoch mehr. Wiederholt sind schwere Unglücksfälle durch zu geringes Mafs herbeigeführt. Schutzstangen empfehlenswert.

Abb. 44.



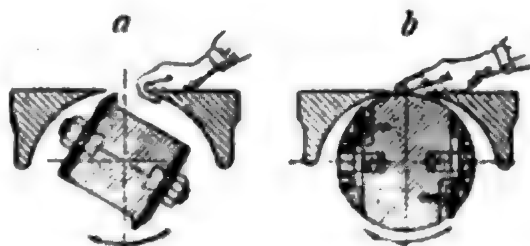
Holzbearbeitungsmaschinen sind wegen ihrer grofsen Arbeitsgeschwindigkeit sehr gefährlich. Unter ihnen wiederum weisen Kreissägen und Abrichtmaschinen (Fügemaschinen) alljährlich die meisten Unfälle auf.

Abb. 44a zeigt die drei Gefahrpunkte der **Kreissäge.** Abb. 44b bis d veranschaulichen deren Unschädlichmachung durch Schutzhaube

Spaltkeil und Seitenbleche. Die Haube schützt Hände und Oberkörper, der Spaltkeil (**nicht** dicker, aber auch nicht dünner als die Schränkung der Zähne!) verhindert Zurückschlagen des Holzes. und die Seitenbleche schützen die Hände der das Sägemehl während des Betriebes fortnehmenden Personen. Die Seitenbleche sind nur bei mechanischer Späneabsaugung (Abb. 47) überflüssig.

Für die **Abrichtmaschine** sind zahlreiche Schutzvorrichtungen ersonnen, die jedoch bei vierkantiger Welle (Abb. 45a) nicht zuverlässig wirken. Die beste Schutzvorrichtung ist hier die runde Welle von Carstens-Nürnberg (Abb. 45b). Bei dieser ist höchstens leichte Verletzung der Fingerspitzen möglich, bei jener aber Abschlagen der Finger und selbst Abreifsen einer Hand. Die letztere schwere Unfallgefahr liegt allemal vor, wenn die Maschine zum Kehlen benutzt wird, da hierbei die Messerspalte grofs gehalten werden mufs. Das Kehlen sollte daher niemals auf der Abricht-, sondern auf der Fräs- oder Kehlmaschine erfolgen.

Abb. 45.



Für Fräsmaschinen empfiehlt sich der Schutzring von Carstens (D. R.-P. 142 431 u. 143 129).

i) **Aufzüge** erfordern besondere Schutzvorrichtungen. Vgl. darüber den preufs. Ministerial-Erlafs vom 14. März 1913 „Polizeiverordnung betr. Einrichtung und Betrieb von Aufzügen (Fahrstühlen); dgl. Jaeger, Die überwachungspflichtigen Anlagen in Preufsen, Bd. I. Aufzüge. Ueber zwangläufige Türverschlüsse für Fahrschächte vgl. Ernst in Z. d. V. d. I. 1888 S. 155 ff. sowie Z. d. V. d. I. 1900 S. 1285.

k) **Ausrückvorrichtungen** an Kraft- und Arbeitsmaschinen sowie an Wellenleitungen sind einzubauen und erstere so einzurichten, dafs sie von verschiedenen Stellen des Arbeitsraumes (Dreherei) aus in Tätigkeit gesetzt werden können. Ihre ständige Wirksamkeit ist häufig zu prüfen.

l) **Entstaubungsanlagen.** Staub ist ein besonders gefährlicher Feind der Gesundheit. Von Form und Art der Staubteilchen hängt der Grad der Gefährlichkeit ab. Die Schleimhäute der Atmungsorgane werden stark gereizt durch Staub der Getreidespeicher, Metallschleifereien, Mehl- und Reismühlen, Holzbearbeitungswerkstätten, Rauhereien usw. Die Staubbildung in Getreidemühlen, Brikettfabriken usw. gibt Anlafs zu gefährlichen Explosionen; es ist daher hier notwendig, den Staub an seiner Entstehungsstelle abzusaugen und nach einem ungefährlichen Orte zu führen.

Abb. 46 zeigt eine Staubabsaugungsanlage für Schleifmaschinen. Jede Schmirgelscheibe ist von einer Haube umgeben, die an das Hauptrohr des Saugers angeschlossen ist. Seitlicher Riemenantrieb oder von unten (Kellergeschofs) ist hierbei gefahrloser und gestattet völlige Bewegungsfreiheit gegenüber dem von oben.

Abb. 47 zeigt die Entstaubung und mechanische Späneabsaugung einer Holzbearbeitungswerkstätte. Die Gestalt der Auffanghauben an den verschiedenen Maschinen ist der Wirkungsweise der Hobelmesser,

Fräser usw. anzupassen. Hierbei empfiehlt es sich auch, einige Saugröhren an verschiedene, für gewöhnlich durch Deckel verschlossene Fufsbodenöffnungen (Kehrlöcher *a*, *a* in Abb. 47) anzuschliefsen, um durch sie die zusammengefegten Späne abzuführen. Alle Seitenröhren müssen unter spitzem Winkel an das Hauptrohr anschliefsen, da sonst leicht Verstopfungen eintreten, auch der Energiebedarf des Saugers gröfser wird. Das Hauptrohr endet an einer aus Eisenblech gefertigten Staubkammer, Zyklone*) genannt (Abb. 47). Die Späne treten mit der Staubluft in tangentialer Richtung in den oberen zylindrischen Teil dieser Kammer ein. Sie werden mit den schwereren Staubteilen an die Aufsenwandung gedrängt und gleiten in den unteren kegelförmigen Raum hinein, während die mitgerissene Luft sich davon trennt und durch eine Deckenöffnung ins Freie entweicht. Durch den unten angebrachten Rohrstutzen gelangen Späne und Staub in eine Spänesammelkammer, auch wohl in Säcke, die an diesen gehängt werden oder mittels eines besonderen Rohres in den Füllrumpf der Kesselfeuerung (Abb. 47).

Abb. 46.

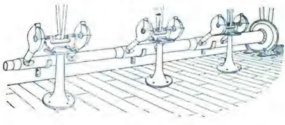
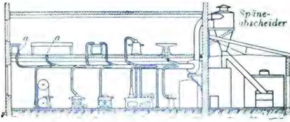


Abb. 47.



Die mechanische Späneabfuhr verbessert aber nicht nur die gesundheitlichen Verhältnisse der Arbeitsräume, sondern mindert auch erheblich die Feuersgefahr. Unter Umständen wird behördlicherseits von ihrer Anlage die Genehmigung zum Fabrikbau abhängig gemacht (§ 16 der R.-G.-O.).

Mechanische Staubbeseitigung hat sich auch in **Gufsputzereien** sehr bewährt. Die Abb. 48 bis 51 (Grofsputzerei) u. 52 bis 55 (Kleinputzerei) zeigen zwei mustergültige Anlagen der Maschinenfabrik von Gebr. Sulzer in Winterthur.

Im Fufsboden beider Putzereien befinden sich zahlreiche, durch Eisenroste abgedeckte, teils runde, teils rechteckige Oeffnungen, durch welche die Staubluft kräftig nach einem Sammelkanal abgesaugt wird. Ebenso sind die Sandstrahlgebläse an letzteren angeschlossen, des-

*) Ueber deren Bau vgl. Z. d. V. d. I. 1909 Bd. I. S. 602.

Digitized by Google

Abb. 48 bis 51.

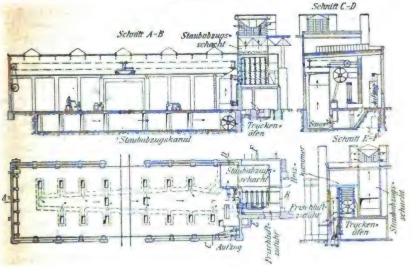
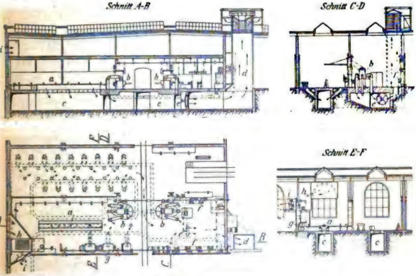


Abb. 52 bis 55.



Zeichenerklärung:

a = Putztisch
b = Sandstrahlgebläse
c = Sammelkanal
d = Staubkammer
e = Sauger.
f = Schleifmaschine
g = Putztrommel
h = Heizkammer
i = Bläser für Frischluft.

Digitized by Google

gleichen die Putzmaschinen und ein mit durchbrochener Platte versehener Putztisch. Der Sauger wirft die Luft in eine Staubkammer, aus der sie oberhalb des Daches in die Aufsenluft tritt. Ein Aufzug in der Grofsputzerei dient zur Abfuhr des durch die Roste gefallenen Sandes. Ein Lüfter führt frische Luft ein, die in der kalten Zeit zuvor an Dampfröhren erwärmt wird, vgl. die Abbildungen.

In beiden Putzereien ist während des Betriebes nichts von Staubbelästigung zu verspüren, im Gegenteil, die Luft darin ist rein und frisch und sticht ungemein vorteilhaft gegen die sehr vieler anderer Putzereien ab. Beide Anlagen dürfen vorbildlich genannt werden.

Aehnliche Absaugevorrichtungen, wenn auch kleinerer Art, finden sich in der Eisengiefserei der Bamag in Dessau, der Hannov. Maschinenbau-Akt.-Ges. in Hannover-Linden, in der von Oerlikon, von R. Wolf in Salbke usw. An letzterem Ort wird die Luft vor ihrem Austritt ins Freie durch ein Staubfilter gereinigt.

Derartige Schlauchfilter in Holz- oder Eisenblechgehäuse mit selbsttätiger Abklopfvorrichtung und Saugerbetrieb haben sich auch in vielen anderen Fabriken (Zementfabriken, Getreide- und Reismühlen, Mälzereien, Hanf- und Jutespinnereien usw.) zwecks Abscheidung des Staubes aus der Saugluft bewährt. Unter Umständen ist auch noch Niederschlagen des letzten Staubrestes durch Wasserstrahlen (Streudüsen) geboten, z. B. in Rohmühlen der nach dem Trockenverfahren arbeitenden Zementfabriken, wenn Staubbelästigung bebauter Nachbargrundstücke möglichst vermieden werden mufs.

V. Zweckmäfsigkeits- und Nebeneinrichtungen.

a) Waschvorrichtungen, Umkleide- und Baderäume.

Einzelwaschbecken sind im allgemeinen besser als Tröge. Kippwaschbecken haben sich gut bewährt. Waschtröge sind mit zahlreichen Zapfstellen für warmes und kaltes Wasser auszustatten. Besondere Umkleideräume mit Waschvorrichtung (getrennt nach Geschlechtern, § 120 der R.-G.-O.) sind empfehlenswert. Für die die Gesundheit stark gefährdenden Betriebe (Bleifarbenfabriken usw.) bestehen besondere gesetzliche Bestimmungen. Vgl. darüber Evert, Handbuch des gewerblichen Arbeiterschutzes. Tunlichst ist jedem Arbeiter ein verschliefsbarer Kleiderschrank zuzuweisen; solche aus z. T. durchlochtem Eisenblech haben sich bewährt.

Abgabe der **Bäder** erfolge kostenlos oder gegen nur geringen Geldbetrag. Zweckmäfsig ist es, mehr Brausebäder als Wannenbäder einzurichten und bei ersteren getrennte Bade- und Ankleidezellen, damit häufigere Badbenutzung möglich wird.

b) **Speisesaal.** § 120d der R.-G.-O. besagt: Die zuständigen Polizeibehörden*) können anordnen, dafs den Arbeitern zur Einnahme von Mahlzeiten aufserhalb der Arbeitsräume angemessene, in der kalten Jahreszeit geheizte Räume unentgeltlich zur Verfügung gestellt werden.

*) In Preufsen die Ortspolizeibehörden (Polizeipräsident, Bürgermeister, Amtsvorsteher).

Der Speisesaal ist nach dem Fabrikhofe abzugrenzen, damit alle Arbeiter über Mittag die Fabrik verlassen und die das Essen bringenden Personen letztere nicht zu betreten brauchen. Er ist mit Speisen-Wärmofen auszurüsten und u. Umst. mit Wirtschaft (Kantine) zu verbinden.

Manche Fabriken sind mit Tee- und Kaffeeküche oder auch Selterswassererzeugung ausgestattet und haben gute Erfolge damit erzielt. Die Abgabe dieser Getränke soll höchstens zum Selbstkostenpreis erfolgen.

c) **Aborte.** Auf etwa 20 Männer oder 15 Frauen ein Abortsitz; für erstere aufserdem noch Stehplätze — möglichst mit ausreichender Wasserspülung — in angemessener Zahl und Verteilung. Auch für die Aborte ist am besten Wasserspülung, sonst Torfstreu.*) Ausgiebige Lüftung und Beleuchtung ist notwendig. Die Sitze sind durch hohe und dichte Zwischenwände voneinander zu trennen, zweckmäfsig auch gegen den Zugang durch Türen abzuschliefsen. Sitzbreite $\geq$ 75 cm.

Alle Bedürfnisanstalten sind möglichst so zu legen, dafs unnötig weite Wege im Freien vermieden werden (Erkältungen); daher am besten in An- oder Vorbauten. Diese sind durch Gänge (beide getrennt nach Geschlechtern) mit den Arbeitsräumen zu verbinden. Beste Lage ist auf der Nord- oder Ostseite, Süd- und Westseite soll wegen der Sonnenbestrahlung tunlichst vermieden werden. Bei Süd- oder freier Lage ist eine Umpflanzung mit Bäumen und Sräuchern empfehlenswert.

---

*) Abb. im Organ 1893 S. 167. Vgl. auch Bad. Gewerbezeitung 1897 S. 337, dsgl. **Albrecht** a. a. O.

8. ABSCHNITT.
Baumaschinen.

I. Baggermaschinen.

1. Nafsbagger.

A. Aushub.

1. **Greifbagger.** Drehkran mit Greifer vorn oder hinten auf einem Schiff, so dafs im Halbkreis gebaggert werden kann. Betrieb meist mit Dampf (30 bis 60 PS). Entleerung in den Schiffsraum oder besser in Schuten. Greifer 0,1 bis 1 cbm Inhalt (selten mehr). Gefäfs halbzylindrisch mit 2 Schaufeln oder halbkugelig mit 3 oder 4 Schaufeln. Letztere graben besser wegen der spitzen Schaufeln, sind aber verwickelter. Für Erdboden vollwandige Greifer mit glatten Stahlschneiden oder bei hartem Boden mit Stahlzähnen, für Steine, Buschwerk u. dgl. Gefäfs aus Stahlrippen (Dreikanteisen). System: Zweiseilgreifer (II. Bd. Hebemaschinen, Greifer), da diese sich beim Festbeifsen unter Wasser wieder öffnen lassen. Leistung 25 bis 50 Kranspiele stündlich. Füllung i. M. 80 %. Vorteile: grofse und beliebig veränderliche Förder, tiefe, Einfachheit und Betriebssicherheit, geringe Platzbeanspruchung, daher besonders geeignet zum Austiefen an Ufermauern, von engen Baugruben, zum Heben gröfserer Steine usw. Nachteile: geringe Leistung, kleine Grabwirkung in festem Boden, kein gleichmäfsiges Austiefen. Für umfangreiche Arbeiten zu teuer.

2. **Löffelbagger.** In Deutschland als Nafsbagger sehr selten (Trockenbagger S. 482).

3. **Eimerkettenbagger.** Eimerleiter mit Eimerkette in einem Schlitz, gröfste Neigung bei Flufsbaggern 45°, bei Seebaggern 80° wegen sanften Ausschwingens bei Wellengang. Seebagger erhalten eigene Propeller und einen geschlossenen Schlitz wegen geringeren Fahrwiderstandes und größerer Steifigkeit; Flufsbagger haben keine Propeller, der Schlitz ist vorn offen und die Leiter so weit vorgeschoben, dafs ein „Freibaggern“ möglich ist. Kettengeschwindigkeit 0,3 m/sk. Eimerinhalt bis 800 l, vereinzelt bis 1 cbm, Anzahl der Schüttungen 12 bis 20 minutlich, Baggerleistung bis 500, vereinzelt bis 800 cbm/st. Ausschüttung in der Regel in Prahme, nach beiden Seiten abwechselnd (Abb. 1, Seitenschütter), oder für kleine Bagger in engem Fahrwasser

nach hinten (Abb. 2, Hinterschütter) in eine querliegende Schute. Beim Arbeiten (meist gegen den Strom) schwingt der Bagger um einen Vorderanker an einem 200 bis 500 m langen Tau, indem er durch Seitenankerketten (je 2 Anker auf jeder Seite) ständig bewegt wird: „Scheren". Antrieb für sehr kleine Bagger durch Hand oder Ölmotoren, sonst durch Dampf. Zur Sicherung gegen Ueberlastungen der Kette ist eine mechanische oder hydraulische Reibkupplung in das Triebwerk zu schalten.

Antrieb der Hilfsmaschinen (Ankerwinden, Leiterwinden, Schüttrinnenwinden, Spills) durch Transmissionen von der Hauptmaschine

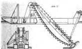


Abb. 2.

Abb. 3.

(Steuerung durch Drahtzüge von einer Stelle möglich) oder Gruppen oder Einzeldampfantrieb. Elektrischer Einzelantrieb (neuere Anlage) vereinzelt ausgeführt.

Kraftbedarf 0,4 bis 0,6 PS/cbm/st. Für Propellerantrieb betragen die Maschinenleistungen fast das Doppelte, als zum Baggern erforderlich ist. Betriebskosten i. M. 15 Pf/cbm einschl. Zinsen und Abschreibungen.

Vorteile: für alle Bodenarten geeignet. Herstellung genauer Profile. Nachteile: Schwerfälligkeit, schwierige und hinderliche Verankerung in engen Gewässern und bei hohen Ufern, häufige Reparaturen an der Eimerkette und dadurch und durch das Ankerverlegen häufige Arbeitspausen.

Angaben über einige Eimerbagger.

Schiffskörper Länge × Breite × Tiefgang m	Gröfste Arbeitstiefe m	Eimer		Mittlere Leistung cbm/st	Maschine PSi
		Inhalt l	Schüttungen minutlich		
10,4×4,5 ×0,44	2,3	32	20	20	16
19,8×5,0 ×1,0	4,5	114	12,3	50	35
18,7×5,0 ×1,3	5,0	130	20	100	70
30,0×8,0 ×1,75	10	323	10	150	140
43,1×9,02×2,57	11	530	13	250	160
49,1×9,1 ×2,15	13	650	10,25	350	250

4. **Saugbagger** saugen Boden und Wasser im Verhältnis 1 : 3 bis 1 : 6 durch eine Kreiselpumpe an und fördern das Gemisch in eigene Laderäume (Schachtbagger), in Prahme oder in schwimmende Rohrleitungen. Gegenüber Eimerbaggern haben sie eine einfachere und in Beschaffung und Unterhaltung billigere Bauart; sie können für sehr grofse Leistungen (bisher bis 8000 cbm/st) gebaut werden, aber arbeiten vorteilhaft nur in halbflüssigen oder lose liegenden Bodenarten (Schlamm, Schlick, grober Sand) und heben im allgemeinen

Abb. 3.

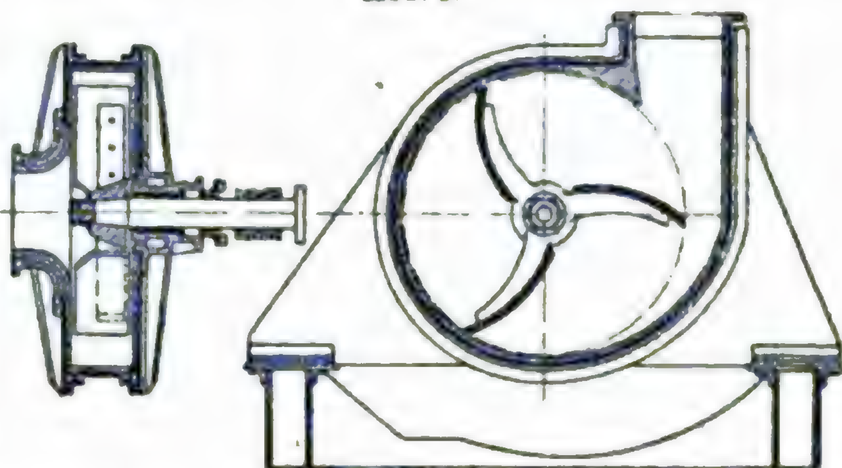
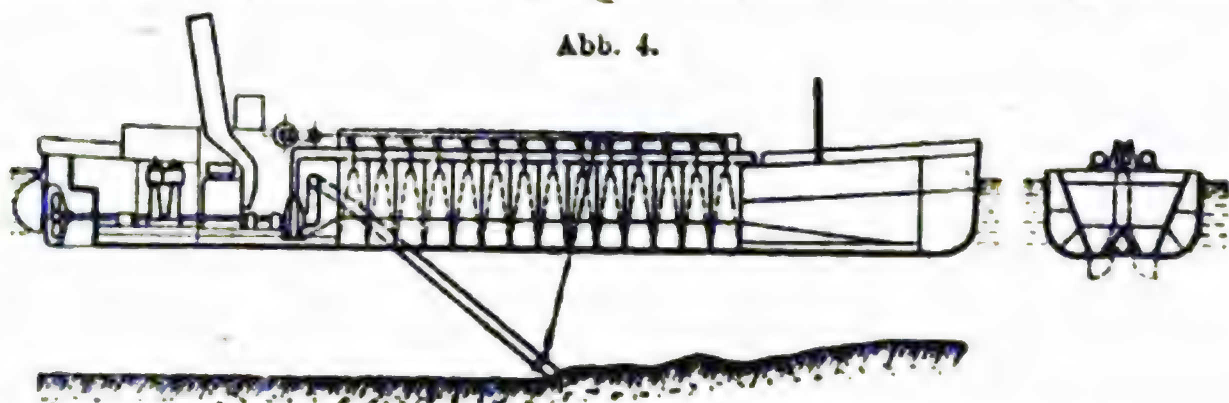


Abb. 4.



keine genauen Profile aus. In feinem Sand empfiehlt sich Druckwasserspülung vor der Saugöffnung, in hartem Boden sind Schneidvorrichtungen nötig, die im Betriebe teuer sind, aber ziemlich gleichmäfsige Austiefungen ermöglichen. Pumpe (Abb. 3) mit 3 oder 4 Flügeln und auswechselbaren Flügelplatten, das Gehäuse, heute meist aus Schmiedeisen, umschließt hart das Flügelrad, alle Innen-

teile sind durch auswechselbare Verschleifsplatten zu schützen, Stopfbüchse mit Reinwasserspülung. Saug- und Druckrohre so bestimmen, dafs die Fördergeschwindigkeit 2,5 bis 3 m/sk beträgt.

a) **Seebagger** (Abb. 4) erhalten einen eigenen Laderaum (Schacht- oder Hopperbagger), da Prahme und Schwimmleitungen auf See gefährdet sind. Laderaum möglichst grofs, etwa für 1 st Baggerarbeit ausreichend, damit sich der Boden ausscheiden kann und das Wasser genügend geklärt über Bord abfliefst. Entleerung auf der Löschstelle durch Bodenklappen oder Zylinderventile, zuweilen durch die Baggerpumpe und eine angeschlossene Druckleitung. Der Boden ist für Saugbagger hier meist günstig, genaue Profile nicht erforderlich. Saugrohr im Schlitz oder wegen gröfserer Schiffsteifigkeit auf einer Seite außen. Einfache Saugrohre ohne Saugkopf werden tief in den Boden gesteckt, der Bagger liegt an zwei Ankern fest. Schleppsaugrohre mit Saugkopf liegen in einem hinten offenen Schlitz und werden durch den Boden gezogen. Bei dem Saugkopf nach Abb. 5 (Bauart Frühling) staut sich der Boden vor der Oeffnung und beschränkt den Wasserzutritt, daher dicke Mischungen, besonders für Schlik geeignet.

Abmessungen eines Baggers von 1000 cbm/st Leistung ungefähr: Länge 65 m, Breite 10 m, Tiefgang 5 m, Laderaum 1000 cbm, Maschinenstärke 600 PS für den Propellerantrieb, zum Baggern etwa 300 bis 400 PS. Betriebskosten bei geringen Entfernungen von der Löschstelle 12 bis 15 Pf/cbm einschl. Verklappen.

Abb. 5.

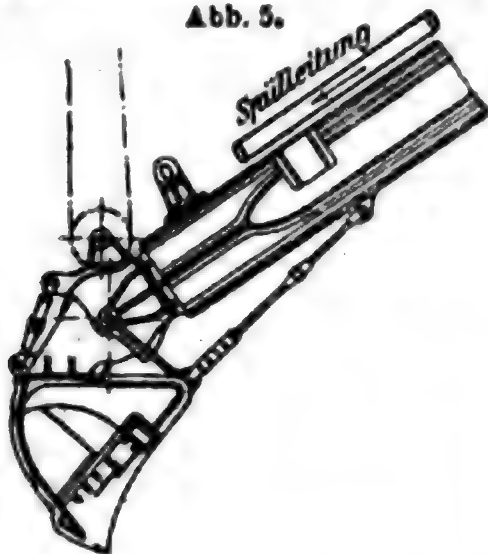
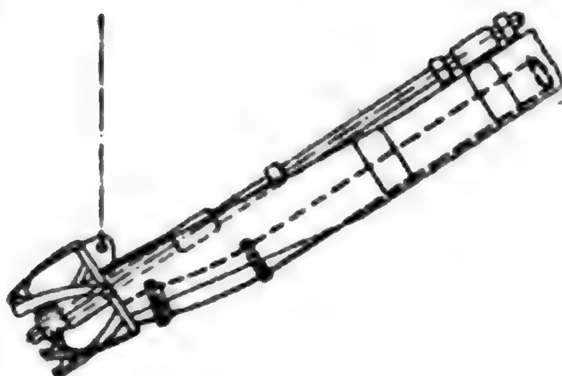


Abb. 6.



b) **Flufsbagger** fördern in Prahme oder besser in Druckleitungen. Das Saugrohr liegt zur Entlastung auf einem Träger (Rohrleiter) in einem vorn offenen Schlitz. Bei leichtem Boden gewöhnliche Saugrohre, der Bagger „pflügt“, indem er sich an einem Vorderanker, durch Seitenketten geführt, vor und zurück bewegt und parallele Furchen aushebt. In hartem Boden sind fräserartige Schneidvorrichtungen (Abb. 6) mit besonderer Antriebsmaschine erforderlich; der Bagger pendelt um einen hinteren Pfahl, von denen zwei seitlich zur Mittelachse vorhanden und nach jeder Schwingung abwechselnd von Deck aus gesetzt werden. Bei günstigem und reinem Boden und bei Schwemmbetrieb (Schwimmleitungen) ist die Verwendung vorteilhaft, sonst sind Eimerbagger vorzuziehen.

Vereinigte Eimer- und Saugbagger gestatten eine vielseitige Verwendung und arbeiten entweder mit der Eimerleiter oder dem Saug-

rohr. Ausgiefsen in Schuten, in eigene Laderäume oder in eine Schwimmleitung. Durch den Einbau von Pumpe und Rohrleitungen wird das Schiff nicht wesentlich gröfser, daher für Bagger mit wechselnden Arbeitsverhältnissen vorteilhaft.

B. Beseitigung des Baggerbodens

erfolgt bei geringen Entfernungen unmittelbar durch den Bagger, bei gröfseren Förderweiten durch Prahme und Sekundärbagger.

1. **Lange Spülrinnen oder Spülrohre,** nur für Eimerbagger, freischwebend aufgehängt, lassen mit reichlichem Wasserzusatz das Baggergut in flacher Neigung an Land rutschen. Anwendbar nur für unmittelbare Ablagerung am Ufer bis etwa 40 m Förderweite.

2. **Kratzerketten und Förderbänder** fördern trocken mit Steigungen bis 1 : 3, meist freischwebend aufgehängt, zuweilen am Ufer drehbar und auf dem Bagger dreh- und verschiebbar gelagert, alsdann können Wagen beladen werden. Kratzerketten sind schwer und erlauben nur eine geringe Geschwindigkeit, bis 0,5 m/sk. Förderbänder (Gummi mit Hanfeinlage) erhalten einen muldenförmig geführten Oberlauf (II. Bd. Fördermittel, Gurtförderer), Geschwindigkeit bis 2,8 m/sk.

3. **Schachtbagger** (Hopperbagger) werden fast nur als Saugbagger (Abb. 4, S. 478) gebaut, da Eimerbagger zu schwerfällig sind. Ausschütten meist durch Bodenklappen ins Wasser; es können aber auch Einrichtungen vorgesehen werden, durch die das Baggergut mit Wasser gemischt von der Pumpe angesaugt und durch eine Druckleitung an Land gefördert wird.

4. **Schwemmvorrichtungen** dienen zum Fortdrücken des Baggergutes durch Pumpe und Schwimmleitung. Bei Saugbaggern unmittelbar, bei Eimerbaggern durch eine eingebaute Pumpe oder einen besonderen, mit dem Eimerbagger gekuppelten Schwemmbagger. Eimer schütten in einen Schüttkasten, aus dem die Pumpe den Boden mit Wasser ansaugt. Die Schwimmleitung wird aus Schwimmkörpern mit Rohren von 6 bis 12 m Länge zusammengesetzt. Verbindung meist durch gepanzerte Lederschläuche. Fördergeschwindigkeit $\geq$ 2,5 m/sk, Leitungswiderstand 1,5 bis 2,5 m für 100 m Länge, Förderweite für 1 Pumpe bis etwa 1000 m.

5. **Prahme** (Schuten). a) Festbodige Prahme, die am Ufer gelöscht werden, werden stets geschleppt wegen der langen Liegezeit an der

Abb. 7.

Löschstelle; Ladung bis 400 cbm. b) Klappprahme mit Seitenklappen (geringer Tiefgang) nur für kleinen Fassungsraum, sonst stets Bodenklappen (Abb. 7) mit seitlichen Luftkasten, Neigung der Wände $\geq$ 60°; gröfsere Prahme über 100 cbm Laderaum werden bei langen Fahrzeiten zweckmäfsig mit Propellern (Dampfprahme) ausgerüstet. Fahrgeschwindigkeit 10 bis 15 km/st. Abmessungen eines Dampf-

prahms von 100 (200) cbm Laderaum: Länge 38 (45) m, Breite 6,8 (8,5) m, Tiefgang 1,5 (2,9) m, Fahrgeschwindigkeit 13 km/st, Schrauben 1 (besser 2), Maschine 120 (210) PS.

6. **Elevatoren** oder Schutenentleerer (Trockenförderer), **a)** mit Greifern, die auf schräger Bahn nach Land fördern, selten, nur für sehr steinigen und unreinen Boden zu empfehlen,

b) mit Eimerkette, die quer oder längs zu den Tragschiffen liegt. Querelevatoren (Abb. 8) schütten in Rinnen aus, Kette im Unterlauf geführt, bei kleinen Ausführungen genügt ein Tragschiff, Leiter niederlegbar, Längselevatoren (Abb. 9) fördern in Spülrinnen, auf Förderbänder, Kratzerketten oder in Kübel (Bauart Thele)*), können daher grofse Förderweiten überwinden. Eimerkette leichter, Geschwindigkeit (bis 0,7 m/sk) gröfser, Kraftbedarf (etwa 0,4 PS/cbm/st) und Betriebskosten geringer als bei Eimerbaggern, da Boden bereits gelöst.

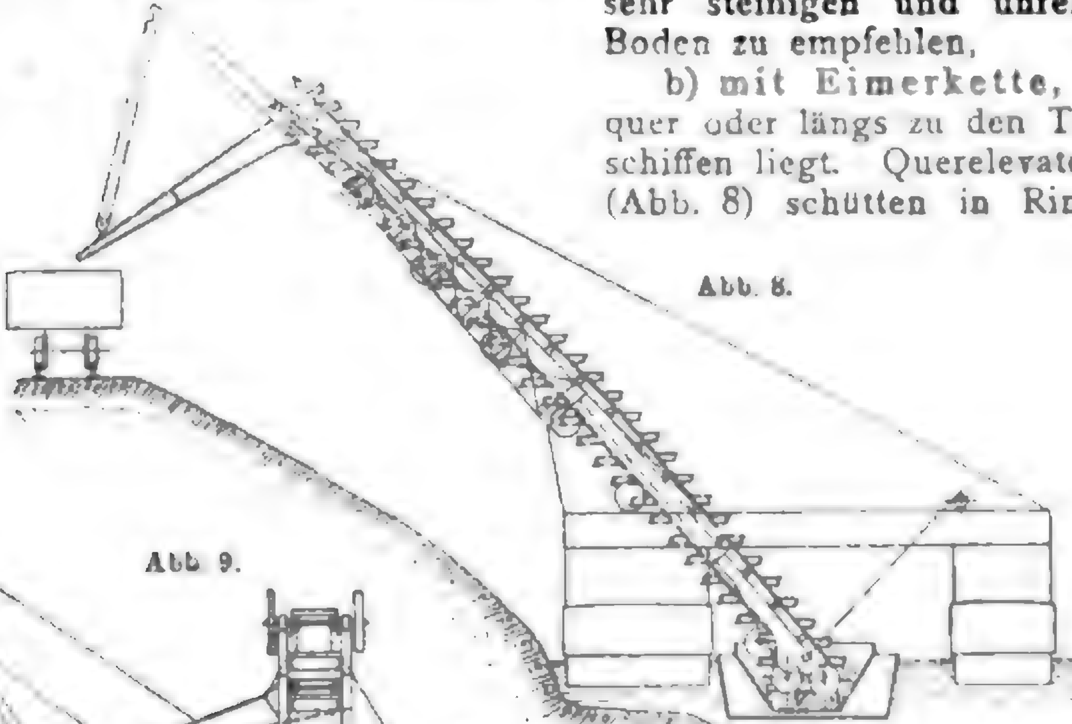


Abb. 8.

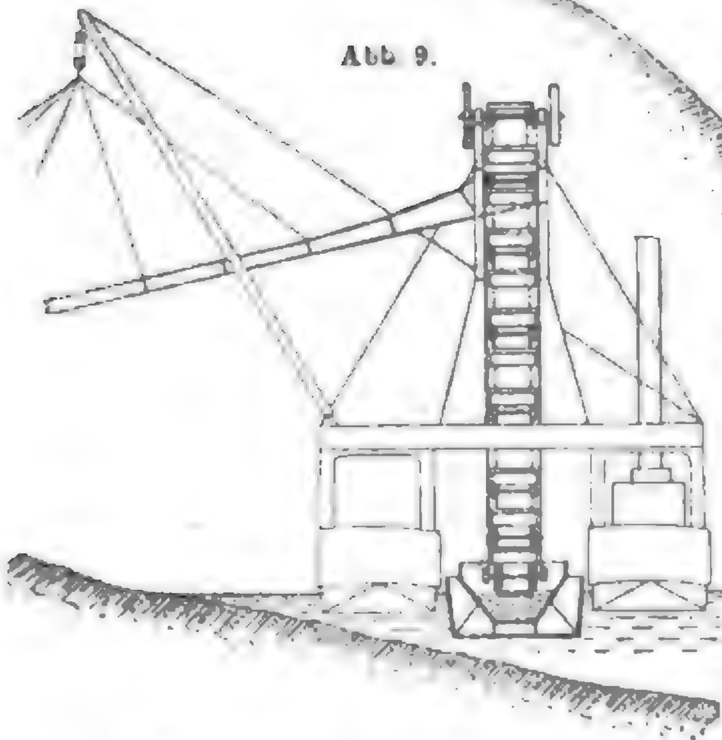


Abb. 9.

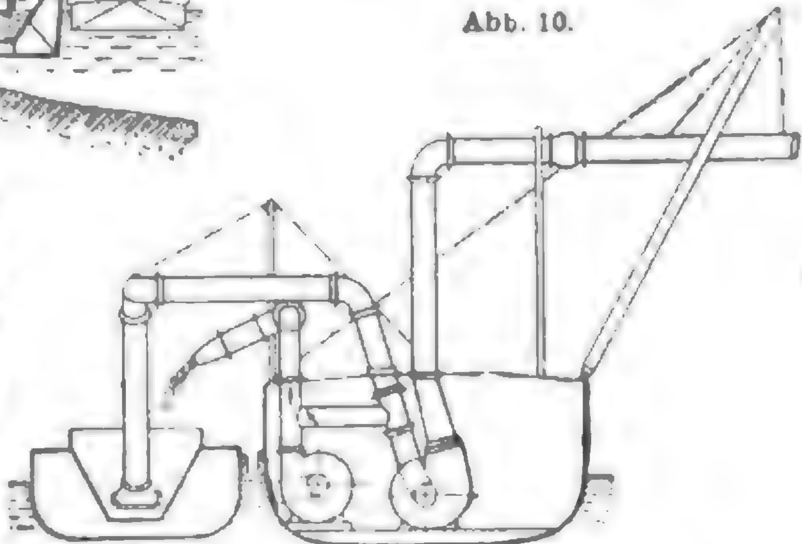


Abb. 10.

7. **Schutensauger** (Abb. 10) für Leistungen über 100 bis 800 cbm/st,

*) D. R.-P. 218 253. — Z. d. V. d. I. 1910 S. 1355.

saugen das in der Schute mit Wasser gemischte Baggergut an und drücken es durch eine Leitung in (eingedeichte) Schwemmbecken, wo der Boden sich ausscheidet und das Wasser abfliefst. Förderweite bis 2000 m bei 2 Pumpen hintereinander. Leistung ist durch die Bodenart und die Förderweite sehr veränderlich; wenig geeignet ist fester Ton, am besten Sand mit Schlick. Rohrleitung ist zur Vermeidung von Verstopfungen mit gleichmäfsigem Gefälle zu verlegen. Rohrweite 350 bis 800 mm, Rohre genietet oder geschweifst mit Flanschen, Länge 6 bis 8 m. Kraftbedarf bei mittleren Verhältnissen 3 bis 4 PS/cbm/st; Leitungswiderstand s. B. 4. (S. 480).

2. Trockenbagger.

1. Löffelbagger graben gegen Erddämme mit einem Löffel an einem Drehkran, dessen Stiel durch eine Vorschubmaschine verschiebbar ist. Bauart als Drehscheibenbagger (Abb. 11), Obergestell im vollen Kreise drehbar, Spurweite > 2 m, oder als Eisenbahnbagger (Abb. 12) mit Normalspur und normalem Eisenbahnwagengestell mit abnehmbaren Seitenstützen, nur der Ausleger, in einem A-Rahmen gestützt, ist drehbar in einem Winkel von etwa 220° (amerikanische Bauart).

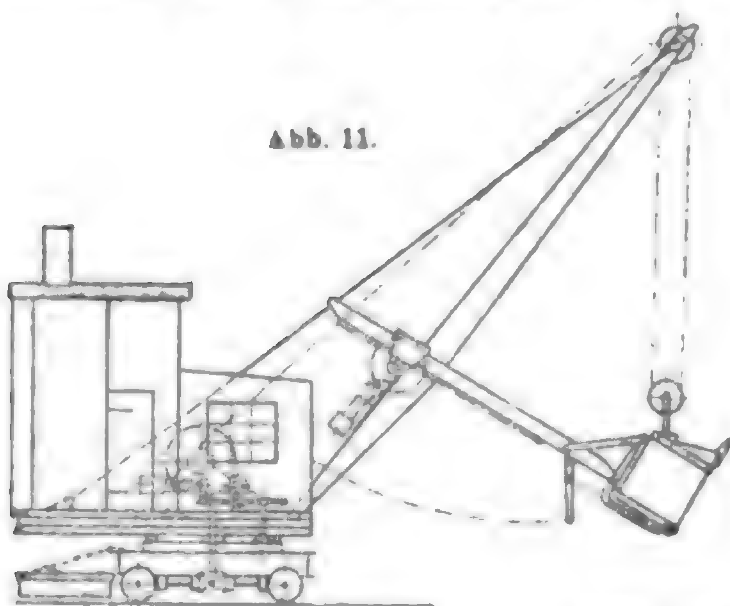


Abb. 11.

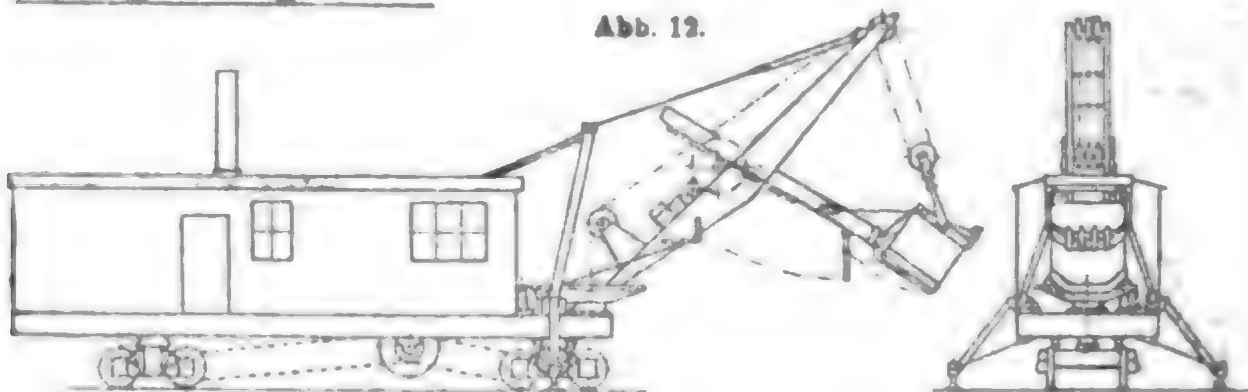


Abb. 12.

Entleerung in Wagen neben dem Bagger stets durch eine Bodenklappe oder Schieber, neuerdings für langsames Oeffnen gesteuert. Leistung 50 bis 100 Kranspiele stündlich. Antrieb durch Dampf (Vorschubmaschine besonders auf dem Ausleger) oder elektrischer Einzelantrieb und Stromzuführung durch ausgelegtes Kabel mit Kabeltrommel am Bagger.

Vorteile: einfaches Baggerwerkzeug, grofse Grabkraft, geeignet für grofse Steine u. dgl., grofser Arbeitsbereich, daher kurzes Baggergleis, einfache Verlegung, geeignet für Schlitz- und Seitenbaggerung. Nach-

teile: keine scharfen Böschungen, Ermüdung des Baggerführers, nur als Hochbagger verwendbar.

Angaben über Löffelbagger (Menck & Hambrock).

Bauart	*E*	F_{I}	F_{II}	*G*	*H*	*J*	*K*
Löffelinhalt . . . . . cbm	1,0	1,3	1,6	2,0	2,5	3,1	3,75
Ausladung des Krans . . m	6,2	6,7	7,25	7,8	8,4	9,0	9,65
Löffelverschiebung . . . m	3,0	3,2	3,45	3,7	4,0	4,3	4,8
Gröfste Ausschütthöhe von S.-O. bis Unterkante geöffneter Klappe . . . . m	4,55	4,91	5,31	5,7	6,15	6,6	7,08
Gröfste Ausschüttweite bis Unterkante geöffneter Klappe . . . . m	6,6	7,1	7,7	8,3	8,6	9,6	10,3
Gröfste Schlitzbreite . . . m	12,4	13,4	14,5	15,6	16,8	18,0	19,3
Gewicht rd. . . . . t	28,7	34,45	42	50	59,1	70,6	85
Mittl. Dauerleistung*) Spiele/st	80	75	70	65	60	55	50
" " cbm/st	80	97	112	130	150	170	188

2. Eimerkettenbagger, als Hoch- und Tiefbagger, fördern stetig, wobei sie sich auf einem langen Gleis vorwärts bewegen. Antrieb durch Oel-, Dampf- oder Elektromotoren, Kraftbedarf i. M. 0,5 PS/cbm/st. Ausschüttung bei geringen Entfernungen bis etwa 40 m (Dammschüttung) auf ein Förderband (Abb. 14), sonst in Kippwagen, die in geschlossenem Zuge hinter (Abb. 15 u. 16 S. 484) oder bei grofsem Bagger unter dem Bagger stehen (Abb. 13). Unter der Ausschüttung lassen sich Siebe zur Kiesgewinnung anbringen.

Abb. 13.

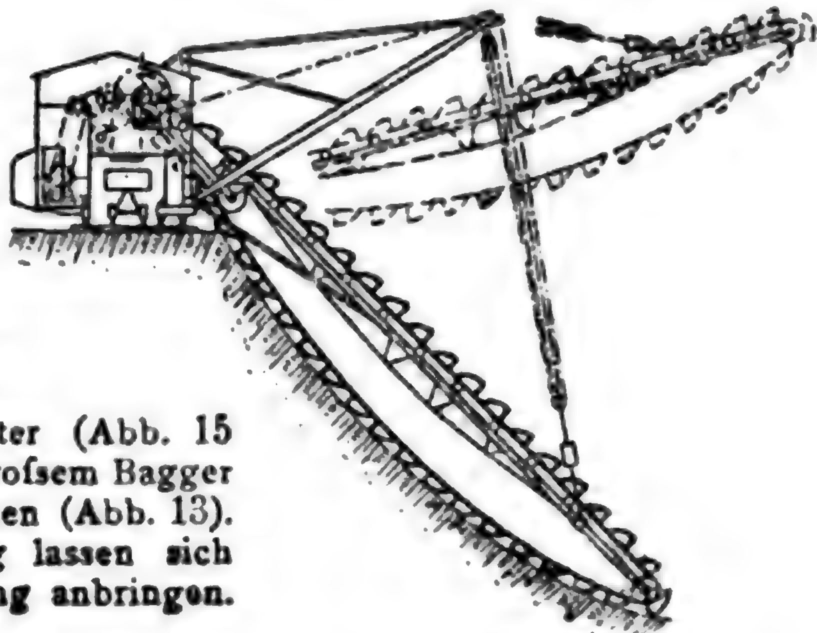
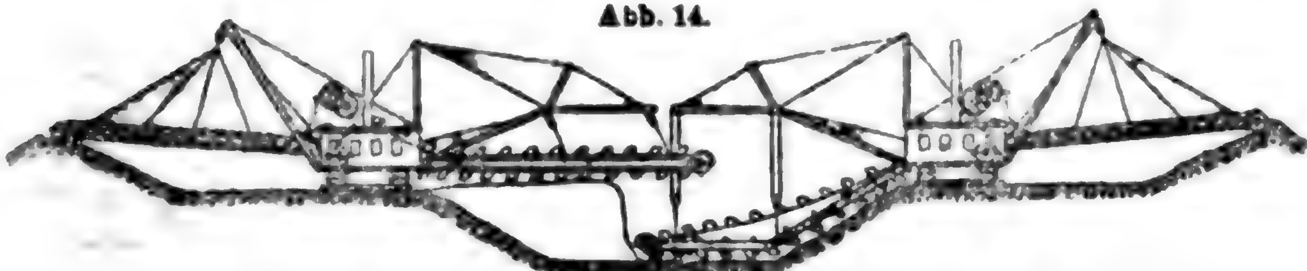


Abb. 14.



Für gröfsere Erdarbeiten meist Züge zu 30 Wagen von 3 bis 4 cbm mit Lokomotive von 100 bis 150 PS, Spurweite 90 cm.

---

*) In hartem und unreinem Boden bis 40 % weniger.

Angaben über Eimerketten-Tiefbagger (Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft).

Bauart	J*)	B*)	A	C	F	L
Eimerinhalt l	500	240	180	100	60	40
Leistung in leichtem Boden**) cbm/st	700	240	180	90	40	22
Gröfste Baggertiefe . . . . m	22	15	10	8	6	5
Betriebsmaschinen . . . . PS	280	120	90	45	30	20
Gewicht des Baggers . . . . . . t	160	70	50	35	25	15

In der Regel sind nach einem Arbeitsgang alle Gleise zu rücken, hierfür 8 bis 16 Arbeiter ständig erforderlich.***)

a) Tiefbagger graben mit rückwärts schneidenden Eimern ohne Rücken (hinten offen), bei klebrigem Boden Ausschneidemesser am Oberturas. Für unreinen Boden frei durchhängende, nachgiebige Kette (Abb. 13), für reinen und harten Boden an der Leiter geführte Kette (grofser Schneidendruck, scharfe Böschungen), für verschiedene Böschungsneigungen Knickleiter; letztere auch mit unten angeschlossenem wagerechten Leiterstück (Abb. 14), dann gröfserer Arbeitsbereich, selteneres Gleisrücken.

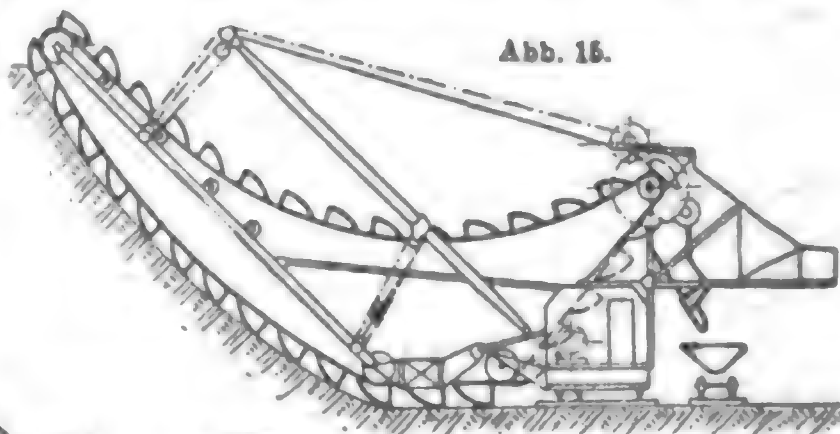


Abb. 15.

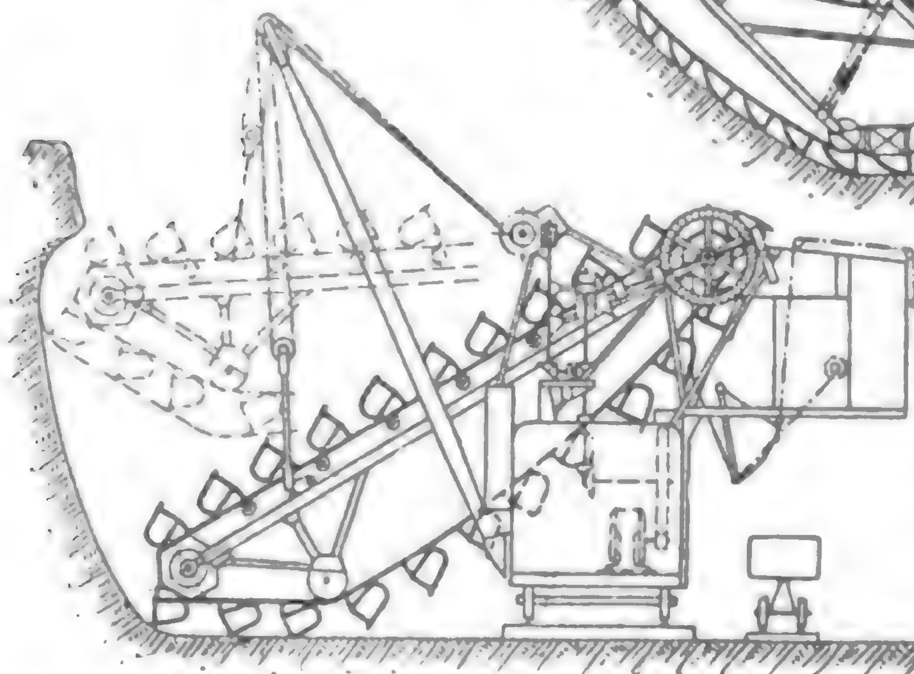


Abb. 16.

b) Hochbagger, 1. mit langer Leiter (Abb. 15) und Tiefbaggerkette graben an der ganzen Böschung und können nach einfachen Umbauten als Tiefbagger verwendet werden; 2. mit kurzer Leiter und geschlossenen Eimern, wie bei Nafsbaggern (Abb. 16), graben in genügend nachrutschendem Boden am Böschungsfufs, sonst Leiter vorübergehend höher stellen, Ausschneidevorrichtungen nicht möglich,

*) Baggergestell mit Durchfahrtprofil für Förderwagen.
**) In schwerem Boden 30 bis 50% weniger.
***) Gleisrückmaschine vgl. Z. d. V. d. I. 1910 S. 2015; Dingl. Pol. J. 1914 Bd. 329 S. 198.

werden durch Löffelbagger verdrängt, wenn nicht Förderbänder oder Siebvorrichtungen mit dem Bagger verbunden werden sollen. Die üblichen Gröfsen und Leistungen entsprechen denen der Tiefbagger.

II. Rammen.*)

1. Rammen.

1. Leistung, Bärgewicht, Fallhöhe, Schlagzahl. Die Energie eines Schlages (Bärgewicht × Fallhöhe) liefert Nutzarbeit: Eindringen des Pfahles, und verlorene Arbeit: Stofsverlust, Kompressionsarbeit und kleinere Verluste (Schall, Bodenschwingungen usw.). Um die Verluste klein zu halten, mufs der Bär schwer sein, zweckmäfsig ≧ Pfahlgewicht. Die Fallhöhe wird durch die Festigkeit des Pfahles begrenzt, für Betonpfähle bis 1,5 m, für Holzpfähle bis 4 m, und sonst so gewählt, dafs die Gesamtleistung der Ramme ein Höchstwert wird. Die Schlagzahl hängt von dem Bärsystem ab. Schnell schlagende Rammen sind teuer und schwer (grofser Dampfkessel) und daher nur für umfangreiche Arbeiten wirtschaftlich; anderseits wird durch schnelle Schläge in manchen Bodenarten der Eindringungswiderstand kleiner, wenn der Boden keine Zeit findet, sich nach jedem Schlage wieder fest um den Pfahl zu lagern.

2. Bärsysteme.

Zugrammen. Für 100 kg Bärgewicht 6 bis 8 Arbeiter. Stündlich 15 „Hitzen" zu 25 bis 30 Schlägen. Ramme ist leicht und billig, aber im

Abb. 17.

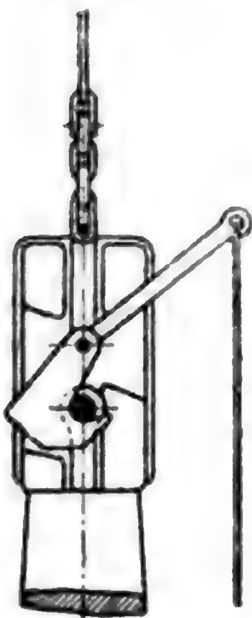


Abb. 19.

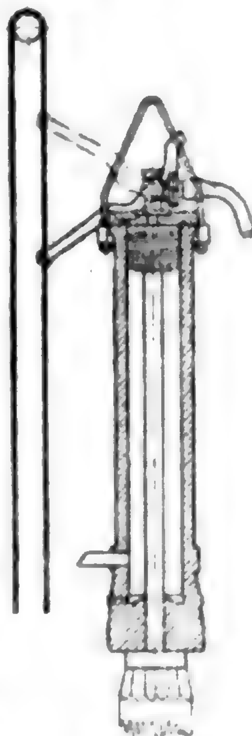


Abb. 18.

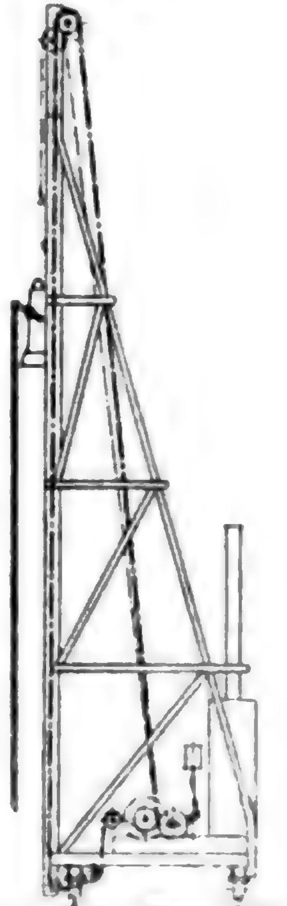
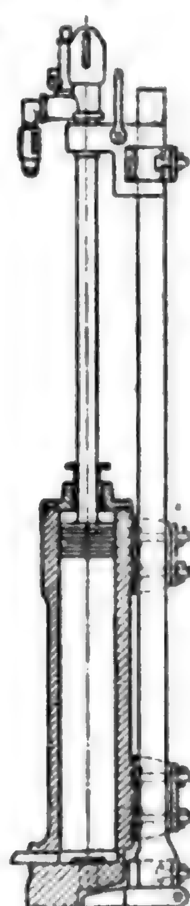


Abb. 20.



Betrieb teuer, daher nur für ganz untergeordnete Arbeiten angewendet.

Mittelbar betriebene Rammen mit Aufzugwinde für Bär und Pfahl.

*) H. d. I.-W. IV. Teil, Baumaschinen, 1 Bd. 3. Aufl.

Handbetrieb selten, meist Dampf. Elektromotoren sind namentlich für Kettenrammen vorteilhaft, Oelmotoren wegen der stark wechselnden Belastung weniger zweckmäfsig. Dampfdruck 7 bis 10 at, Dampfmaschine in Einzylinder- oder Zwillingsbauart, Windetrommel durch Klauen- oder besser Reibkupplung ausrückbar.

Bären mit Auslösung und Nachlaufkatze (Abb. 17 S. 485) sind leicht und billig und für kleinere Arbeiten sehr geeignet. **Bären ohne Auslösung** haben grofse Leistungen, aber schwere Kessel, daher selten. **Kettenrammen** (Abb. 18 S. 485) (Gelenkkette), sehr verbreitet, stehen in der Mitte. Sie haben die gleiche Maschinenleistung, aber um 50% gröfsere Rammleistungen als die Bären mit Auslösung, erfordern aber gröfsere Reparaturen und sind für Schrägrammungen wenig und für Tieframmungen gar nicht geeignet.

Unmittelbar wirkende Dampframmen (Dampfbären) werden wegen ihrer grofsen Leistungen für umfangreichere Arbeiten meist angewendet, erfordern aber schwere Kessel; neuerdings Heifsdampf, um an Kesselgewicht zu sparen. Da der Hub beschränkt ist, dürfen die Bären nicht zu leicht gewählt werden. In Deutschland sind zwei Systeme üblich, von Lacour und Menck & Hambrock, bei beiden wirkt der Zylinder als Bär.

System Lacour (Abb. 19 S. 485), sehr einfach. Nachteile: hoher Dampfverbrauch infolge unvollkommener Steuerung (Dreiwegehahn) und Abkühlung. Dampfzuleitung durch einen mitschwingenden und wenig haltbaren Gummischlauch, Heifsdampf ausgeschlossen, Aufweichen hölzerner Pfähle durch Ausfliefsen heifsen Kondenswassers auf den Pfahlkopf, leichtes Abspringen der Kolbenstange bei dünnen Pfählen. Diese Nachteile vermeidet das

System Menck & Hambrock (Abb. 20 S. 485). Die Kolbenstange tritt oben aus dem Zylinder und wird durch ein Umführungsgestänge gegen den Pfahl abgestützt. Dampfzuführung durch die hohle Kolben-

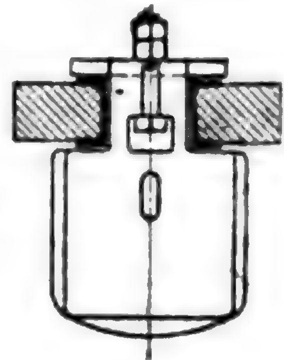
Art der Ramme	Fallhöhe	Schläge minutlich	Bärgewicht	Für 1 t Bärgewicht Schlagleistung minutlich	Kesselleistung
	m		t	mt	PS
1. Zugrammen	1,2 (1,7)	7,5	0,1 bis 0,4	9	—
2. Mittelbar wirkende Rammen					
a) Handrammen . .	4	1/2 bis 3/4	0,4 „ 1	1,2 bis 3	—
b) Dampframmen mit rücklaufendem Seil, mit Auslösung und Nachlaufkatze .	4	3	0,6 „ 4	12	4
ohne Auslösung .	4	9	0,3 „ 2,5	29	10
c) Dampframmen mit endloser Kette . .	1,5	11 bis 13	0,6 „ 4	18	4
3. Unmittelbar wirkende Dampframmen . . .	0,8 bis 2,6	30 „ 70	0,05 „ 8	30 bis 100	7 bis 15

stange und einen Spiralschlauch, Heifsdampf anwendbar. Steuerung durch einen Kolbenschieber, die Umsteuerung in der höchsten Stellung kann selbsttätig eingerichtet werden. Dampfaustritt durch den unteren Zylinderraum ins Freie, daher geringere Abkühlungsverluste.

8. Aufbau der Rammen.

Gerüste. Dreieckförmig, für Handbetrieb aus Holz, für Maschinenbetrieb aus Eisen, fahrbar auf Schienen von Hand oder durch die Rammaschine mit ausgelegten Seilen oder Räderantrieb (für sehr grofse Rammen). Der Bär läuft vor doppelten Läuferruten, bestehend aus Holzbalken mit U-Eisen-Einfassung (Abb. 21), und führt sich an durchgesteckten Armen. Bei Schrägrammungen werden die Läufer nach hinten (1 : 3) oder vorn (1 : 10) geneigt, bei Tieframmungen werden die Läufereisen versenkt.

Abb. 21.



Reihenrammen (Abb. 18 S. 485) sind einfach, leicht und billig, zweckmäfsig für Pfahlreihen.

Drehrammen. Der Fufsrahmen ist auf einem Unterwagen drehbar, notwendig für Eckpfähle, Querwände u. dgl.

Betonpfahlrammen sind schwer und teuer und daher möglichst vollkommen auszurüsten. Gebaut für Bärgewichte bis 8 t, meist Dampfbären. Universalrammen von Menck & Hambrock erhalten maschinellen Antrieb für das Fahren, Drehen, Schrägstellen der Läufer, Versenken der Läufereisen und Verschieben der Läufer beim Klemmen des Pfahles.

Abb. 22.

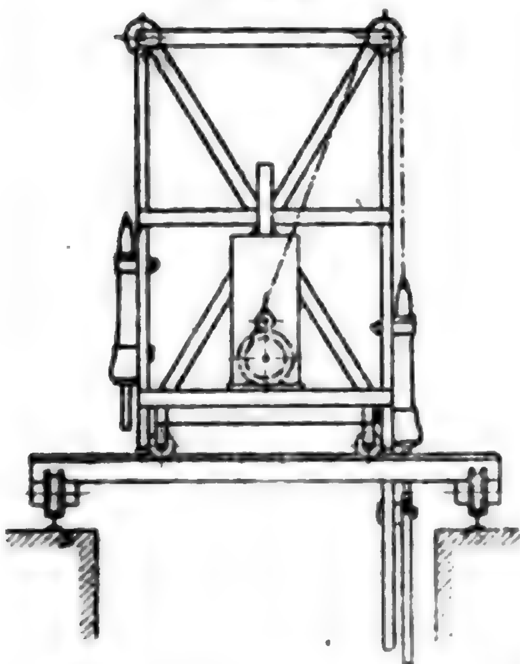
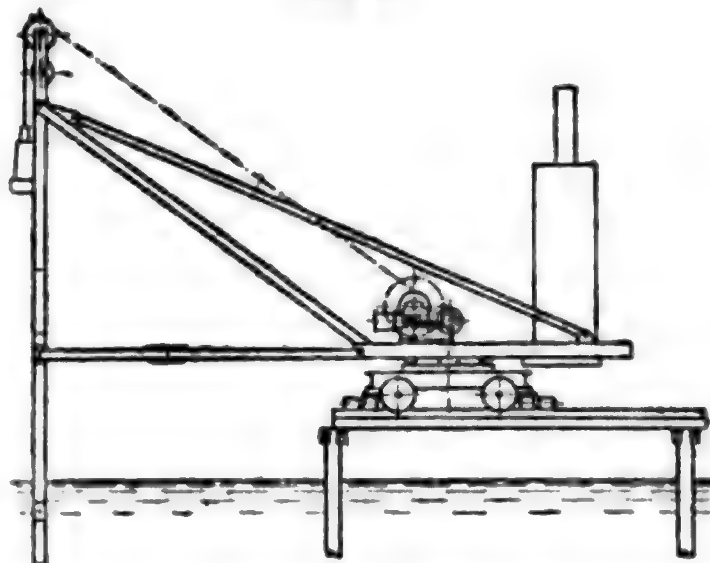


Abb. 23.



Rammen für Simplexpfähle erhalten schwere Aufzugvorrichtungen, bis 80 t für das Vortreibrohr. Verschiebung auf langen Walzen durch Gleiten und Rollen in der Längs- und Querrichtung.

Kanalisationsrammen stehen auf einem Unterwagen über der Baugrube und erhalten versenkbare Läufereisen. Betrieb mit Dampfbären. Ausbildung als Drehrammen, die an allen vier Seiten schlagen

können, oder Doppelrammen, deren Bären abwechselnd schlagen (Abb. 22 S. 487).

Kranrammen (Abb. 23 S. 487) haben die Form von Drehkranen mit weit ausladenden Läufern und verstellbarer Ausladung. Geeignet für einzelne weit abstehende Pfähle (Anlegebrücken).

Kleindampframmen für ganz leichte Arbeiten mit Lacourschen Dampfbären (50 bis 400 kg) verdrängen die Handrammen. Als Läufer werden Gasrohre verwendet, die oben durch Taue verspannt werden, oder dreibeinige Gestelle. Setzen der Pfähle und Aufsetzen des Bären von Hand oder durch Flaschenzüge. Ein fahrbarer Dampfkessel wird unabhängig aufgestellt.

III. Mischmaschinen für Kalk-, Kalktrafs-, Zementmörtel und Beton.

Allgemeines. Das Bindemittel soll die Zusatzstoffe innig einhüllen. Dies wird durch Maschinen besser erreicht als durch Hand, daher festere Mischungen und Ersparnisse an Bindemitteln, ferner geringere Kosten (Handmischung über 2 ℳ/cbm, Maschinenmischung weniger als 0,50 ℳ/cbm). Das Mischen erfolgt in festen Behältern durch Rührwerke oder in umlaufenden Trommeln; in beiden Fällen entweder stetig mit gleichbleibender Mischdauer oder absatzweise mit einzelnen Beschickungen von beliebig veränderlicher Mischdauer. Das letztere Verfahren ist besser, die Maschinen sind aber teurer. Gemischt wird zuerst trocken, dann nafs; das Wasser wird aus auf Menge einstellbaren Behältern entnommen. Maschinen auf Fahrgestell erhalten wegen der hohen Lage der Mischtrommel häufig einen Kastenaufzug (gleichzeitig Abmefsvorrichtung), der selbsttätig ausschüttet, Fülldauer 20 sk; sonst stellt man sie so auf (Rampen), dafs eine unmittelbare Füllung durch Schaufeln oder Auskippen von Gefäfsen möglich ist. Antrieb bei kleinen Maschinen von Hand, sonst durch Dampf-, Oel- oder Elektromotoren, die getrennt aufgestellt oder eingebaut werden. Getriebe müssen staubsichere Lage oder Einkapselung haben.

1. Maschinen mit festem Behälter und Rührwerk. Kreuzweise gestellte Mischflügel mischen und kneten; anwendbar für nicht zu grobe Bestandteile. Drehzahl der Mischwelle 10 bis 15, der Vorgelegewelle 50 bis 100, für schnellaufende Motoren auch höher.

a) **Mit stetigem Durchgang** nur für Mörtel: **Trichter-Mörtelmaschinen** (Abb. 24) und **Trog-Mörtelmaschinen** (Abb. 25). Füllung durch Schaufeln, Leistung bei Handbetrieb 1 bis 2 cbm/st, bei Maschinenbetrieb (2 PS) 2 bis 6 cbm/st. Gewicht 400 bis 600 kg.

b) **Mit Einzelfüllungen**, 50 bis 750 l, Mischtrommel mit 1 oder 2 Rührwerken (Abb. 26, System Kunz), oben offen, Beschickung durch Fülltrichter, Entleerung durch Kippen oder durch Mantelklappe. Mischdauer bei Handbetrieb $2^1/_2$, bei Maschinenbetrieb 1 bis $1^1/_2$ min. Füllungen stündlich bis 40. Kraftbedarf 1,5 bis 6 PS, mit Aufzug 6 bis 12 PS.

2. Maschinen mit umlaufenden Trommeln (für Beton), mit inneren, geraden oder becherartigen Schaufeln, die das Mischgut

heben und stürzen. Geringer Kraftbedarf und Verschleiß, geeignet auch für grobe Stoffe und große Leistungen. Reinigung durch Steinschlag und Wasser wie beim Mischen. Umdrehzahl 10 bis 25.

a) **Mit stetigem Durchgang** (Abb. 27). Trommel zylindrisch oder kegelförmig, auf Rollen gelagert, Länge > 3 m. Füllung an der einen Stirnseite, Entleerung ständig am anderen Ende. Wasserzusatz in der Mitte. Leistung 3 bis 15 cbm/st, Kraftbedarf 1 bis 3 PS.

b) **Mit Einzelfüllungen**, werden für größere und bessere Arbeiten meist angewendet. Füllung durch Verfülltrichter durch die eine Stirnseite. Entleerung durch Oeffnen der Trommelteile oder durch die andere Stirnseite mittels Schüttrinne (Abb. 28) oder durch Kippen der Trommel (Abb. 29) (Smith-Milwaukee, doppelkegelförmige Trommel im kippbaren Rahmen) oder durch Rückwärtsgang. Füllung 60 bis 1300 l.

Leistung bei 30 bis 40 Füllungen 8 bis 50 cbm/st. Kraftbedarf 2 bis 16 PS (mit Aufzug) oder i. M. 0,4 PS/st/cbm.*)

8. **Kollermischer,** früher für Zementwaren, jetzt auch für Mörtel und Beton. Auf einem festen, flachen Mischteller wird das Mischgut durch Rührarme gemischt und durch einen Knetkoller, der den ganzen Teller in Schleifen abrollt, geknetet (Patent Eirich, Georgs-Marien-Hütte). Keine Zertrümmerung von Steinen, aber inniges Zusammendrücken der feinen Masse und Vermeidung von Knollenbildungen. Gebaut für Füllungen von 25 bis 1000 l, Leistung 1 bis 40 cbm/st, Kraftbedarf 1 bis 16 PS.

IV. Hebemaschinen für Bauzwecke.

A. Allgemeines.

Antrieb. Handbetrieb ist nur für ganz untergeordnete Zwecke oder da, wo Motoren zu schwer sind, wirtschaftlich, wird aber auch sonst noch häufig angewendet wegen geringer Beschaffungskosten. — Elektromotoren sind am besten wegen geringen Gewichtes, steter Betriebsbereitschaft und großer Zuverlässigkeit. — Oelmotoren (meist Benzin) wie vor, aber von größerer Empfindlichkeit. Dampfmaschinen haben großes Gewicht, aber große Betriebssicherheit, erfordern ständige Beaufsichtigung und behördliche Genehmigung; s. auch II. Bd. Hebemaschinen A.

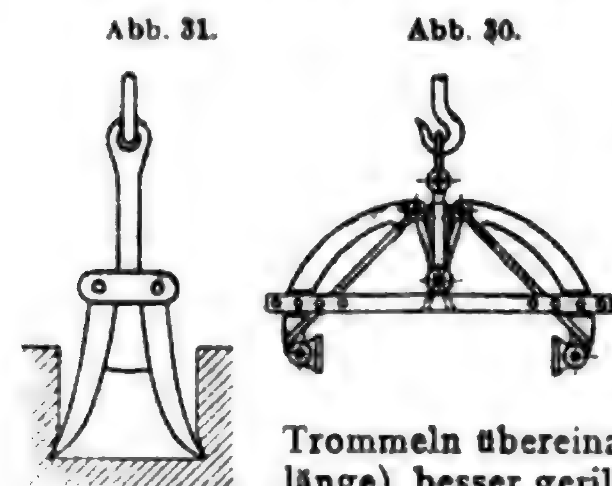


Abb. 31. Abb. 30.

Zugorgane. Nur Drahtseile, die bei großen Längen auf glatten Trommeln übereinandergewickelt werden (bis 200 m Seillänge), besser gerillte Trommeln zur Schonung des Seiles.

Aufhängung der Last. Haken, Zangen bis 2 t, für Werksteine Kniehebelsteinzangen (Abb. 30) bis 10 t, mit verstellbarer Fassungsweite oder Steinwolf (Abb. 31) bis 7,5 t; kleine Einzellasten (Steine, Mörtel) in trag- oder fahrbaren Gefäßen; Erdboden und Beton in kipp- oder klappbaren Gefäßen von 0,4 bis 0,75 cbm.

B. Bauwinden.

Hubkraft meist $\leq$ 2 t, darüber mit loser Rolle oder Flaschenzug.

1. **Handwinden** (Kabelwinden). Gestell aus Schmiedeisen, Kurbelwelle ausschiebbar oder mit Sicherheitskurbeln. Bis 1 t Tragkraft 1, darüber 2 Vorgelege und 2 Hubgeschwindigkeiten. Gewicht für 1 t Tragkraft rd. 200 kg.

2. **Transmissionswinden,** mit Riemenscheiben, 200 bis 300 Umdrehungen, im Anschluß an eine vorhandene Kraftmaschine.

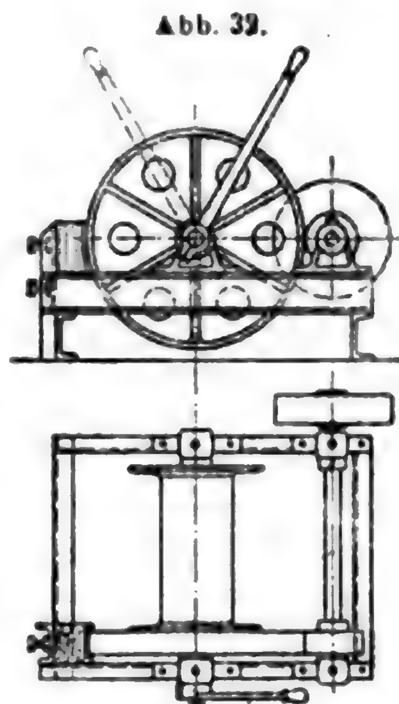
a) **Reibungswinden** (Abb. 32) für Lasten $\leq$ 1000 kg sind einfach, leicht und billig, verlangen aber aufmerksame Bedienung. Durch einen Hebel wird die Reibscheibe auf der exzentrisch gelagerten Trommel-

*) Versuche über die Mischdauer s. Beton u. Eisen 1913 S. 414.

welle gegen die Antriebsrolle oder einen festen Bremsklotz gedrückt. Hubgeschwindigkeit etwa 30 m/min. Gewicht 450 bis 600 kg.

b) **Räderwinden** für Lasten bis 2 t, mit Fest- und Losscheibe oder Reibkupplung, bei Doppelaufzügen mit offenen und gekreuzten Riemen, Gewicht 800 bis 1000 kg.

Abb. 32.



3. Motorwinden, fahrbar, auf hohem Fahrgestell mit Drehschemel (geringer Fahrwiderstand) oder niedrigem Fahrgestell (gröfsere Standsicherheit). Meist mit Zahnrädern, Trommel mit Reibkupplung und Bremse s. II. Bd. Hebemaschinen A, oder für kleine Lasten auch Reibräder. Häufig mit Riemenscheibe auf der Motorwelle ausgerüstet, um auch als Lokomobile verwendbar zu sein.

a) **Elektrische Winden** sind die einfachsten und betriebssichersten. Anordnung so, dafs der Motor in anderen Stromnetzen leicht ausgewechselt werden kann, deshalb auch Riemenübertragung angewendet.

b) **Benzinmotorwinden** mit langsam laufendem Einzylindermotor von 300 bis 400 Umdrehungen und 3 bis 10 PS. Tragkraft gewöhnlich 0,3 bis 2 t, Hubgeschwindigkeit 15 bis 25 m/min. Gewicht 2 bis 3 t. Für gröfsere Lasten 2 Hubgeschwindigkeiten. Benzinverbrauch 0,35 kg/PS/st.

c) **Dampfwinden** mit stehendem Querrohrkessel und geschweifster Feuerbüchse, Heizfläche 4 bis 8 qm, Dampfdruck 7 at, Maschine einzylindrig mit Regler, meist stehend, 4 bis 10 PS, 250 Umdrehungen. Kohlenverbrauch 3 bis 3,5 kg/PS/st. Gewicht bei 6 PS etwa 3 t mit Fahrgestell.

C. Baukrane.

I. Krane für Grundbauten, Tiefbauten, Lagerplätze usw.

Gewöhnlicher Drehkran auf Drehscheibe, im vollen Kreise drehbar, fahrbar auf Schienen, hat ein grofses Arbeitsfeld, aber grofses Gewicht. Ausladung etwa 5 m. Gewicht eines Dampfkrans bei 3 t Tragkraft 11 t.

Schwenkkran (Abb. 33 S. 492), fest oder auf einem Unterwagen fahrbar, hat ein geringeres Gewicht, ist aber nicht im vollen Kreise drehbar (etwa 240°). Winde wird zweckmäfsig getrennt aufgestellt, dann einfacher Transport und geringer Auflagerdruck (an Grubenrändern).

Doppel-Schwenkkran (Abb. 34 S. 492), mit Oel- oder Elektromotor, für gleichzeitig auf- und abgehende Lasten bei Ausschachtungsarbeiten. Betrieb mit 3 Förderkübeln, von denen jeweils einer gefüllt wird. Ausladung 4 bis 5 m, Tragkraft 1 bis 1,5 t, Hubgeschwindigkeit 20 m/min, Motor 5 bis 8 PS, Eigengewicht etwa 5 t.

Derrick-Kran (Abb. 35 S. 492), fest mit einziehbarem (Wipp-) Ausleger. Ausladung 3 bis 20 m. Oberes Lager wird durch weit aus-

greifende Seile verspannt. Geeignet für Lagerplätze und Baugruben, die von dem Ausleger ganz bestrichen werden.

Kabelkrane (Abb. 36) sind neuerdings für ausgedehnte Baugruben, Lagerplätze, Brückenbauten, auch Eisenbetonhochbauten wegen ihres grofsen Arbeitsfeldes und Leistung mit bestem Erfolg angewendet; gebaut für jede vorkommende Tragkraft und Spannweite (bisher bis 500 m). Das Kabel trägt eine Laufkatze mit Hubseil ($v = 1,5$ m/sk) und Fahrseil ($v = 4$ m/sk) über den Durchhang, s. II. Bd. Schwebebahnen. Als Traggerüst dienen Türme, parallel oder im Kreise fahrbar, oder bei geringen Verschiebungen Maste (Bleichert), die durch Drahtseile verspannt sind.

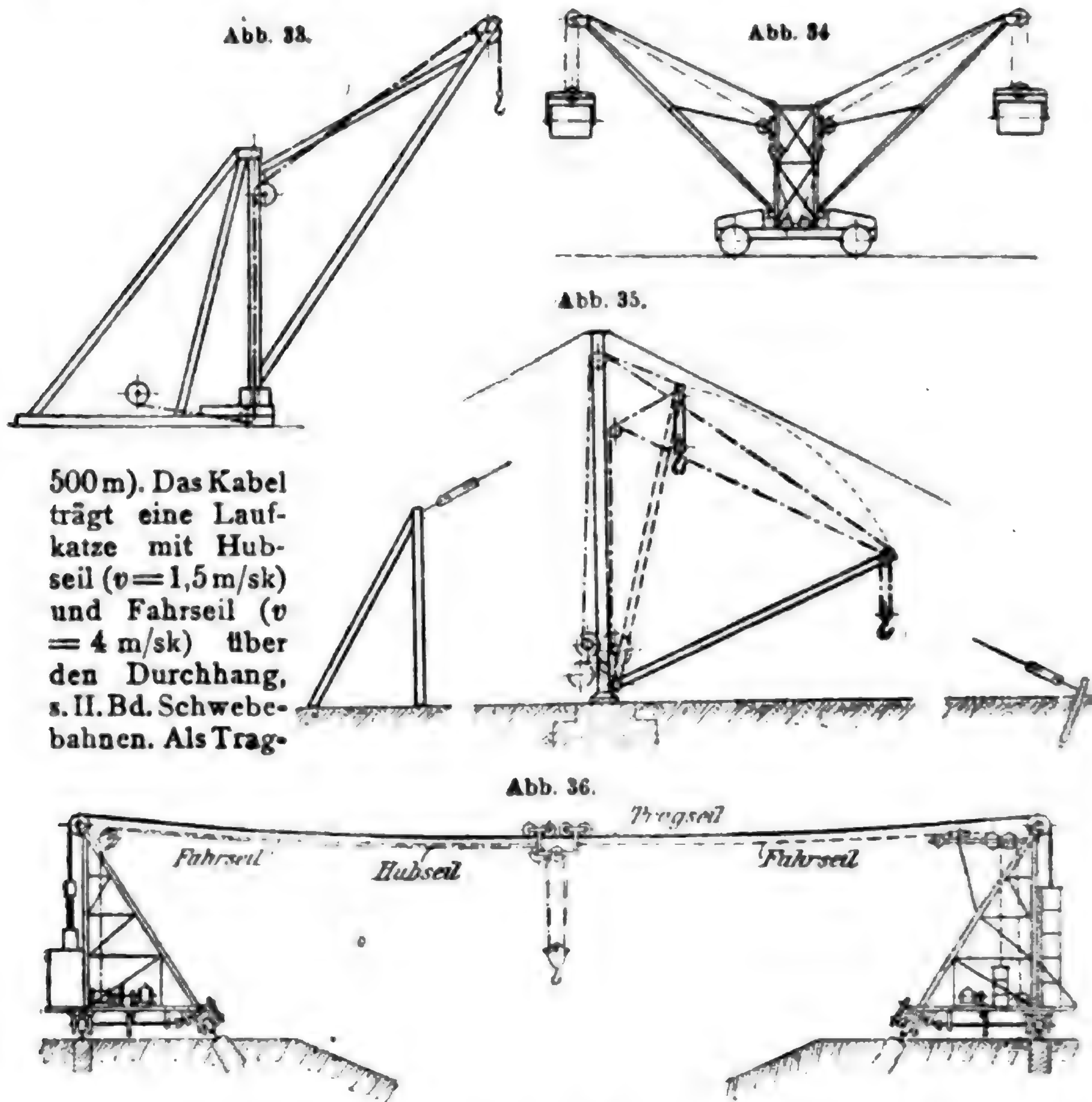


Abb. 33. Abb. 34. Abb. 35. Abb. 36.

II. Krane für Hochbauten.

Antrieb von Hand oder elektrisch.

a) **Einfache Krane für Handbetrieb** nur für Hülfsarbeiten oder seltene Benutzung (Balken, Träger) zweckmäfsig. **Fester Auslegerkran** aus Holz, auf die Balkenlage aufgesetzt, ist leicht aufzustellen und

billig. **Zwillings-Schwenkkran** (Abb. 37) auf einer aufgehenden Frontmauer mit nach hinten verankerter Strebe. Tragkraft 100 bis 300 kg. Ausladung 1 m, Gewicht 300 bis 500 kg. **Pfosten-Schwenkkran** (Abb. 38) mit untenstehender Winde. Ausladung 1,5 m. Tragkraft bis 2 t.

Abb. 37.

Abb. 38.

Abb. 40.

b) Drehkrane mit großem Arbeitsfeld ohne Wechsel der Aufstellung werden vorzugsweise für Versatzarbeiten angewendet. Antrieb elektrisch.

Fahrbarer Drehkran auf Gerüst (Abb. 39). Vorteil: Drehkran auch anderweitig benutzbar. Nachteil: sperriges Krangerüst, besser:

Abb. 39.

Turmdrehkran (Abb. 40), fahrbar vor den Fronten, an den Ecken Drehscheiben oder Einrichtungen am Kran, die einen Wechsel der Gleise ermöglichen. Ausleger einziehbar für Ausladungen von gewöhnlich 4 bis 9 m bei entsprechenden Lasten von 3 bis 1 t. Rollenhöhe bei größter Ausladung ≦ 30 m über S.-O., Spurweite ≧ 2,8 m. Unterbau zweckmäßig portalartig, um den Platz zwischen den Gleisen auszunutzen zu können. Gewicht einschl. Ballast 20 bis 25 t.

Mastenkran von Voss & Wolter, Berlin-Reinickendorf (Abb. 41 S. 494), läuft dicht vor der Front auf einer Schiene und fährt sich mit

Gewöhnliche Ausführungen.

Seitenlänge des Mastes mm	Gerüsthöhe m	Größte Rollenhöhe m	Lastmoment tm
800	6,5	19,4	6
800	10,0	22,5	6
1700	10,0	27,1	9,5
1700	13,0	31,1	9,5

einer wagerechten Rolle an einem Gerüst von 10 bis 13 m Feldweite. Längsabsteifung durch ein Drahtseil, das an den Enden des Gerüstes verankert ist und an dem Mast über Rollen läuft. Lastaufhängung unmittelbar oder mit loser Rolle (Abb. 42).

Feste Drehkrane im Inneren des Gebäudes (Turmbauten) mit wagerechtem Ausleger und Laufkatze (Abb. 43) oder als Derrick-Krane mit langem (25 m) einziehbaren Ausleger auf einem, bei grofsen Lasten auf drei Türmen (England) sind bisher in Deutschland selten angewendet.

c) **Laufkrane** haben ein grofses Arbeitsfeld innerhalb des Gebäudes, verlangen aber hohe steife Gerüste,

Abb. 43.

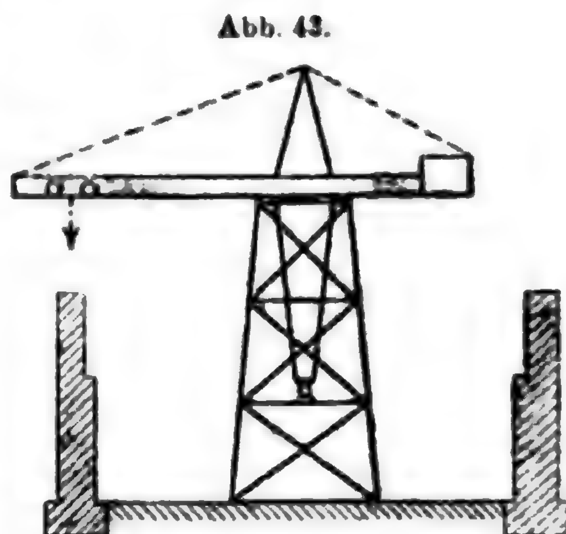


Abb. 41.

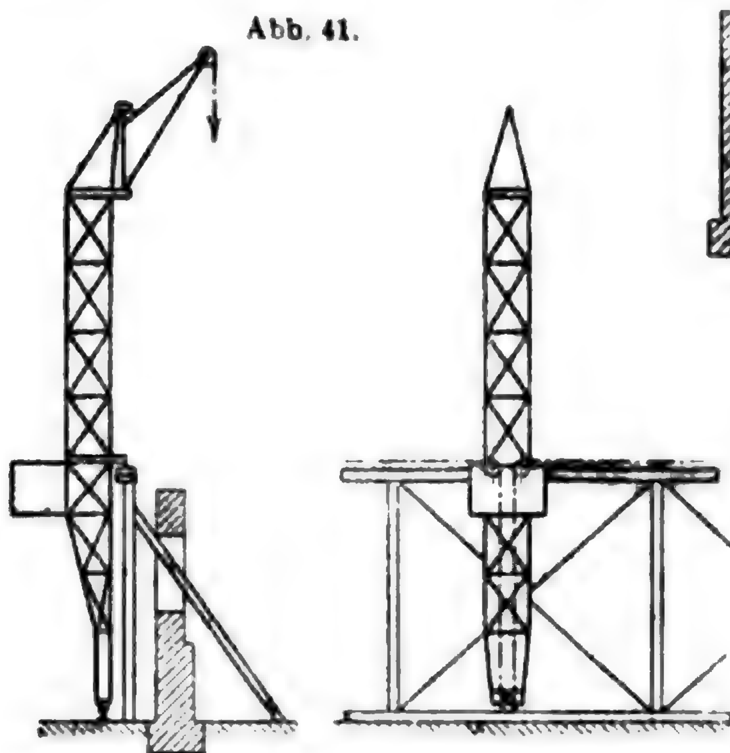
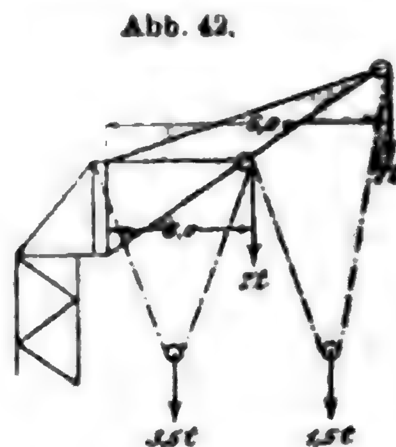


Abb. 42.



daher meist verdrängt durch Turmdrehkrane, wenn diese nicht wegen zu grofser Lasten und Ausladungen oder wegen ihres Platzbedarfs unmöglich sind.

D. Bauaufzüge

für Baustoffe in Wagen, Kübeln oder Traggefäfsen. Antrieb der Winde durch Elektromotor oder Oelmotor mit selbsttätiger Endausrückung.

1. **Für Hochbauten.** a) **Bei grofsen Lasten:** Freistehende Fördertürme (Abb. 44) mit 1 (oder 2) Förderschalen für Wagen, die auf Gleisen zu- und abgefahren werden. Nutzlast bis 3 t, Plattform der Förderschale 1,8 × 2,4 m, Bedienungsöffnungen mit Schlagbäumen oder Türen sichern. Fahrstühle, die betreten werden müssen, erhalten zweckmäfsig Zwangsverriegelungen. Auf den Förderturm wird zuweilen ein Drehkran für sperrige Lasten aufgesetzt.

b) **Für kleinere Lasten:** Doppelaufzüge mit zwei schmalen Förderschalen für 1 oder 2 Traggefäfse zu 86 Steinen oder 65 l Mörtel. Gerüst meist an dem aufgehenden Mauerwerk gestützt und dem Bau-

fortschritt entsprechend verlängert. Hubgeschwindigkeit 60 m/min. Tagesleistung bis 40000 Steine mit Mörtel.

2. **Für Ausschachtarbeiten: Schrägaufzüge** (Abb. 45) mit Förderkübel, der in der höchsten Lage selbsttätig auskippt. Meist einfache Aufzüge, für grofse Leistungen Doppelaufzüge mit grofsen Schüttkasten. Leistung bis 75 cbm/st.

Abb. 44.

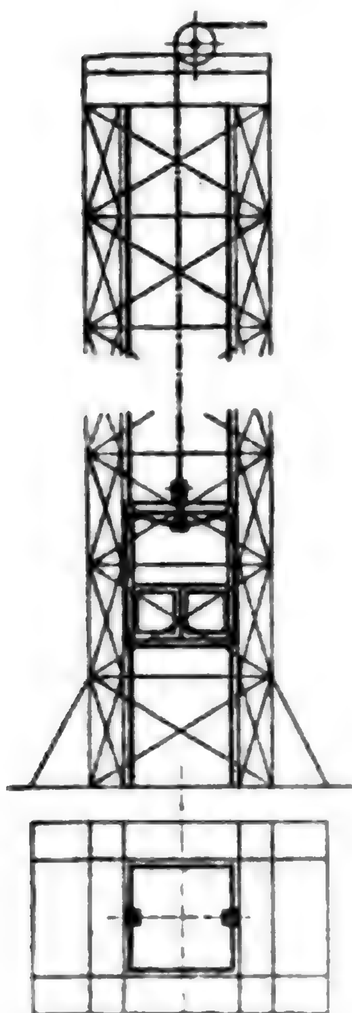
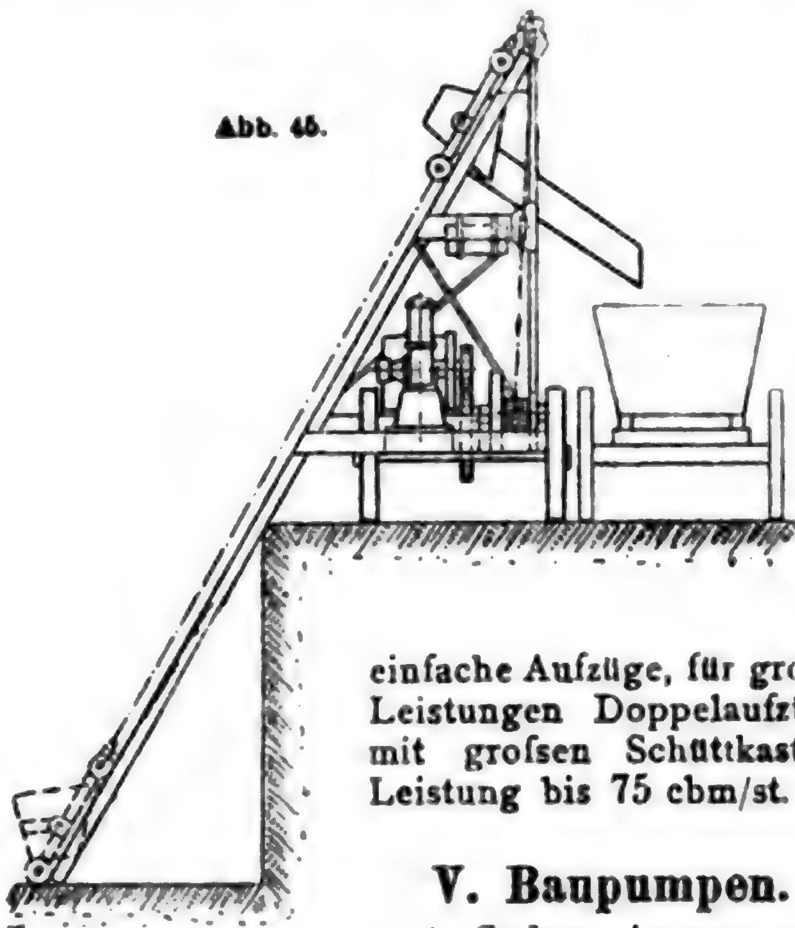


Abb. 45.



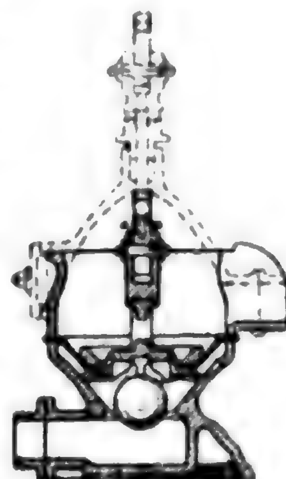
V. Baupumpen.

1. **Schmutzwasserpumpen** für offene Baugruben.

a) **Kolbenpumpen.** Die noch viel benutzte zweistiefelige Baupumpe mit Handantrieb durch einen doppelarmigen Hebel, gebaut für 75 bis 450 l/min bei 30 Doppelhüben, wird heute verdrängt durch die

Membran- oder Diaphragma-Pumpe, meist als Saugpumpe mit offenem Ausgufs (Abb. 46) verwendet, aber auch als Saug- und Hubpumpe mit geschlossener Haube und Druckstutzen (punktiert gezeichnet) verwendbar, jedoch nur für Gesamtförderhöhen bis 12 m. Statt eines Kolbens wird eine eingespannte Membrane aus Paragummi oder Chromleder auf und nieder bewegt, mit Tellerventil in der Mitte; Saugventil als Gummikugelventil mit Eisen- oder Bleikern. Antrieb von Hand durch Hebel oder Kurbel oder maschinell mit etwa 65 Umdr. minutlich. Bauart als Einfach-, Doppel- oder Dreifach-Pumpe mit Sauganschlufs von 2, $2^1/_2$, 3, 4 und 5″ engl. Saughöhe bis 8 m, Leistung 5 bis 80 cbm/st. Saugleitung als Gummispiralschlauch, bei Saughöhen > 4 m mit Fufsventil. Vorteil: keine reibenden Teile, geringe Abnutzung, kleines Gewicht, grofse Zugänglichkeit und Betriebssicherheit.

Abb. 46.



b) **Kreiselpumpen.** Antrieb nur maschinell, auch als fahrbare Motorpumpen gebaut. Zweckmäfsig mit einseitigem Einlauf und nur einer Stopfbüchse (Spülung mit Reinwasser) und auswechselbaren Spaltringen. Saughöhe bis 8 m, Druckhöhe bis 30 m, Wirkungsgrad < 0,6.

2. **Reinwasserpumpen für Rohrbrunnen.** Für Trink- und Kesselspeisewasser in kleinen Mengen: Kolbenpumpen, sonst Kreiselpumpen wegen der gröfseren Einfachheit.

3. **Grundwasserabsenkung.** Rohrbrunnen mit eingehängtem Saugrohr werden reihenweise in der Baugrube aufgestellt.

a) Für Saughöhen < 7 m: Kreiselpumpen. Die Saugrohre werden an eine gemeinsame Ringleitung angeschlossen. Die Pumpen stehen bei Dampfbetrieb an einer Stelle mit ausreichender Aushülfe, bei elektrischem Antrieb an der Ringleitung verteilt.

b) Für Saughöhen > 7 m. 1. Stufenweises Absenken durch ein tieferes Brunnensystem mit Kreiselpumpen wie vor. 2. Mammutpumpen (II. Bd. Pumpen) mit zentraler Drucklufterzeugung und Verteilun gdurch eine Ringleitung mit Anschlufs an jeden Brunnen. Das Förderrohr der Brunnen giefst in eine offene Rinne aus. Grofse Einfachheit am Brunnen, aber schlechter Wirkungsgrad.

Ausführung am Spreetunnel der Berliner Untergrundbahn. Lichtweite des Brunnenrohrs 250, des Förderrohrs 110, des Luftrohrs 50, Luftdruck am Brunnen durch Ventil einstellbar, i. M. 1,8 at, am Kompressor 3 at.

3. Tiefbrunnenpumpen der SSW, die in jeden Brunnen eingesetzt und elektrisch angetrieben werden. Hoher Wirkungsgrad, aber teure Anlage.

9. ABSCHNITT.

Wasserbau.

I. Flufsbau.*)

Allgemeines.

Der Flufsbau bezweckt:

1. Schutz der Ufer vor Beschädigung.
2. Beseitigung unerwünschter Geschiebeablagerungen.
3. Erzielung neuer Verlandungen.
4. Schaffung von Fahrwassertiefen und Schiffahrtanlagen.
5. Günstige Verteilung des Wasserabflusses.
6. Ausnutzung der Wasserkraft.
7. Verhinderung von Eisstopfungen.
8. Ermöglichung von Bewässerungs- und Entwässerungsanlagen.

Im wesentlichen handelt es sich um Schaffung eines Beharrungszustandes im Flufsbett an Stelle der unbeständigen Zustände im ungeregelten Flufsbett; dies gilt für die Wasser-, die Geschiebe- und die Eisabfuhr.

Vorarbeiten.

Die Vorarbeiten sollen möglichst den ganzen Flufslauf umfassen, um auch vereinzelt vorweg genommene Ausbauten nach einheitlichem Plane ausführen zu können.

Die Vorarbeiten erstrecken sich auf Herstellung von Lage- und Höhenplänen (1 : 1000 bis 1 : 5000), Längsschnitten (Höhen 1 : 100, Längen nach Bedarf), Querschnitten des Flusses und des Ueber-

*) H. d. I.-W. III. VI. Bd. 1907, F. Kreuter und I. Bd. 1911, J. F. Bubendey. — H. d. B., Wasserbau III, 2. — Amtl. Beschreibung der Stromgebiete Preufsens, herausgegeben vom Wasserausschufs: Oder, Memel, Pregel und Weichsel, Elbe, Weser und Ems. — Der Rheinstrom und seine wichtigsten Nebenflüsse. Zentralbureau für Meteorologie und Hydrographie im Grofsherzogtum Baden. — Teubert: Verbesserung der Schiffbarkeit unserer Ströme. — Franzius: Zukünftige Regulierung der Flüsse auf Niedrigwasser (Zentralbl. Bauv. 1893 S. 1; 1899 S. 269). — Wolff: Ueber Regulierung geschiebeführender Flüsse (Wochenbl. f. Baukunde 1886 S. 339). — Kgl. Preufs. Minist. d. öff. Arb. Denkschrift: Die Ströme Memel, Weichsel, Oder, Elbe, Weser und Rhein und die märkischen Wasserstrafsen 1888. — Faber: Verbesserung der Schiffbarkeit des Oberrheins (Deutsche Bauz. 1897). — Möller: Studien über die Bewegung des Wassers in Flüssen usw. Z. Bauwesen 1883. — Faber: Denkschrift über die Verbesserung der Schiffbarkeit der bayerischen Donau 1905. — Crugnola: Dynamik des Flufsbettes. Z. f. Gewässerkunde 1902 bis 1903. — H. Keller: Die Einwirkung von Strombauten. Zentralbl. Bauv. 1896. — Tolkmitt: Grundlagen der Wasserbaukunst, 2. Aufl. 1907. — Bubendey: Die Schiffbarkeit der Elbe. Z. f. Binnensch. 1905. — Stecher: Die Niedrigwasserstromregelungen an der oberen Elbe. Zentralbl. Bauv. 1906 S. 338. — Pollak: Ueber Flufsregulierungen. Z. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1908. — Regulierung der Weichsel. Zentralbl. Bauv. 1910 S. 462; 1911 S. 655.

schwemmungsgebietes (Mafsstab ebenso), Wasserstandsbeobachtungen, Geschwindigkeits- und Abflufsmengenmessungen (dargestellt durch Wasserstands- und Abflufsmengenlinien) und Untersuchung der Geschiebebewegung und Eisabfuhr. In Anlehnung an natürliche Flufsstrecken mit Beharrungszuständen wird hiernach der „Normal- oder Musterquerschnitt" für die einzelnen Strecken ermittelt. Man unterscheidet die Regelung für Niedrigwasser, Mittelwasser und Hochwasser. Bezüglich der Wassermengenermittlung vgl. II. Bd. 2. Abschn. Mefskunde.

Für viele Untersuchungen (z. B. über die Veränderung in der Sohlenhöhe, die Schwankungen der Wassermengen in längeren Zeiträumen,

Abb. 1.

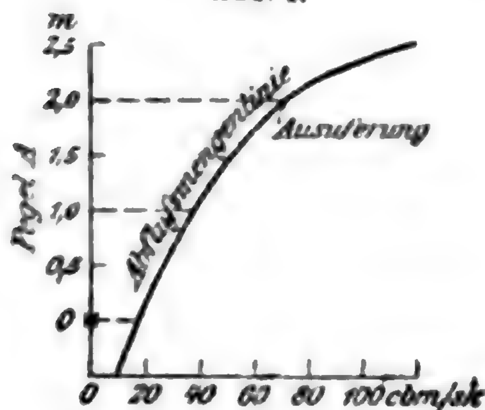


Abb. 2.

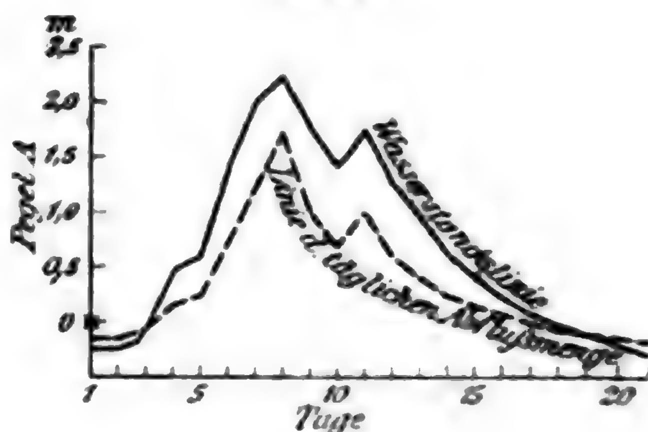


Abb. 3.

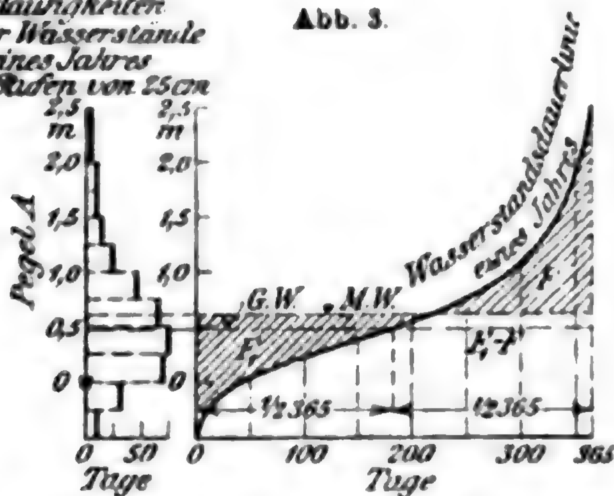
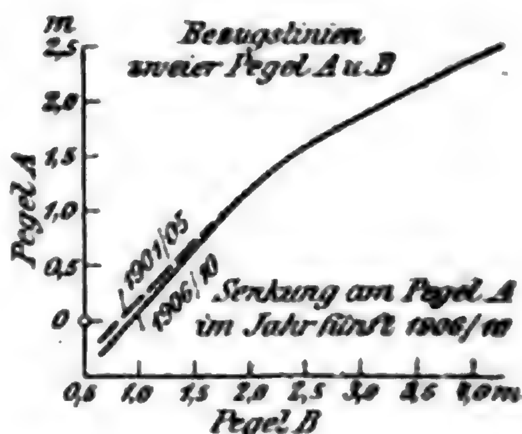


Abb. 4.



die Beziehungen der Wasserstände an verschiedenen Pegeln usw.) werden aus den täglichen Pegelbeobachtungen **Häufigkeitslinien** abgeleitet durch Ordnung der Wasserstände nach bestimmten Höhenstufen und **Wasserstandsdauerlinien** durch Summierung der Häufigkeitszahlen der Höhenstufen nacheinander, woraus sich die Dauer der Unter- oder Ueberschreitung der einzelnen Wasserstände ergibt. Statt der Wasserstandsdauerlinien werden mit Vorteil oft auch die **Abflufsmengendauerlinien** betrachtet, die durch Umrechnung der Wasserstände in Abflufsmengen nach der Abflufsmengenkurve gewonnen werden (z. B. für Wasserkraftanlagen, Zuschufswasser aus Sammelbecken zur Niedrigwasserspeisung usw.).

Die Gefälle werden bei verschiedenen Wasserständen durch gleichzeitige Pegelbeobachtungen, an Zwischenpunkten durch Marken (wie Nägel in Wasserspiegelhöhe an Pfählen) festgelegt

Niedrigwasser NW ist das Mittel aus den niedrigsten Wasserständen jedes Jahres in einem bestimmten Zeitabschnitt; aufserdem wird mitunter Niedrigsommerwasser NSW aus den niedrigsten Wasserständen der Sommer des Zeitabschnittes gebildet und entsprechend Niedrigwinterwasser NWW, Mittelwasser MW, Hochwasser HW; ferner sind wissenswert der überhaupt bekannte niedrigste Niedrigwasserstand NNW und der höchste Hochwasserstand HHW. Gewöhnlichwasser GW ist der Wasserstand, der ebenso oft überschritten, als nicht erreicht wird (Häufigkeitsmittel). Der höchste schiffbare Wasserstand HSchW wird durch die Ausuferung, die Brückenunterkanten und die zunehmende Geschwindigkeit bestimmt.

Für die **Geschiebebewegung** ist mafsgebend das Schleppkraftgesetz; der Angriff auf 1 qm Grundfläche des Bettes ist

$$S = 1000\,t\,i \text{ kg/qm},$$

worin t die Wassertiefe in m, i das Gefälle (als reine Zahl) bedeutet. Aus Flufsstrecken mit regelmäfsiger Geschiebeabfuhr ist S bei HW zu entnehmen.

Bei Berechnung der **Musterquerschnitte** ist zu unterscheiden zwischen künstlichen und natürlichen Wasserläufen.

Günstigste Querschnittform für künstliche Wasserläufe: Werkkanäle, Be- und Entwässerungsgräben u. dgl. führen gewöhnlich kein Geschiebe und Eis, die Wassermenge schwankt wenig, die Abmessungen sind freier zu wählen. (Betr. Geschwindigkeitsformeln s. I. Bd. S. 310 ff.) Bei einem nach Gröfse und Form gegebenen Wasserquerschnitt F in qm, jedoch bei veränderlichem Umfange u ergibt der Querschnitt mit gröfserem $R = F : u$ den kleineren Reibungsverlust, d. h. den geringeren Gefälleverbrauch (I. Bd. S. 312).

Als Gleichungen zur Berechnung stehen zur Verfügung:

1. $Q = vF$, 2. $v = k\sqrt{R}\sqrt{i}$, 3. $R = F : u$, 4. $F = t\,(b + t \operatorname{ctg} \delta)$, 5. $u = b + 2t\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 \delta}$ (beim Trapez, wo δ = Neigungswinkel der Böschung gegen die Wagerechte, also $\operatorname{tg} \delta = 1 : m$ das Böschungsverhältnis), 6. $S = 1000\,R\,i$, 7. $k = \sqrt{2g : \varrho}$ nach der Formel von Bazin (I. Bd. S. 310) oder von Ganguillet und Kutter*)

$$k = \left(23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{i}\right) : \left[1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{i}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}\right],$$

deren Werte aus der nachstehenden Tafel entnommen werden können.

Die Wahl des zutreffenden Rauhigkeitswertes n ist schwierig; wenn Wassermengenmessungen der betreffenden Flufsstrecke vorliegen, empfiehlt es sich, aus diesen eine Sonderformel abzuleiten; meist wird dieser der Bau $v = c \,.\, R^m \,.\, i^n$ gegeben, wo c, m und n Festwerte sind, die aus den logarithmischen Gleichungen $\log v = \log c + m \log R + n \log i$ durch Ausgleichungsrechnung gefunden werden.

---

*) **Schöngel**, Tafeln zur graphischen Ermittlung der Wassergeschwindigkeit. — Kuttersche Tafel aus: R. W. **Kutter**, Bewegung des Wassers in Kanälen und Flüssen. Berlin 1885. — H. d. I.-W. III. 3. Bd. 1. S. 600. — **Weyrauch**, Hydraulisches Rechnen. Stuttgart 1912.

Tafel der Geschwindigkeitsbeiwerte k nach Ganguillet und Kutter.

Rauhigkeits-beiwert n	Hydraulischer Radius R m	1000 i Spiegelgefälle in mm auf 1 m: 0,025	0,05	0,1	0,2	0,4	1,0	10
Für Wandungen in glattem Zement oder gehobeltem Holz	0,05	38	44	51	54	56	57	58
	0,10	49	56	62	65	68	70	72
	0,20	63	70	74	77	78	79	80
	0,30	72	77	81	84	85	86	86
$n = 0,010$	0,50	83	86	88	90	92	91	91
	1,0	100	100	100	100	100	100	100
	2,0	115	111	109	107	106	105	105
	3,0	124	117	113	111	110	109	108
	5,0	134	123	118	115	113	112	111
	15,0	151	135	125	121	118	117	116
Für Wandungen aus behauenen Quadern oder gut gefugten Backsteinen	0,05	28	31	35	38	40	41	42
	0,10	36	40	44	47	49	50	51
	0,20	46	50	53	56	58	59	59
	0,30	53	57	60	63	64	64	65
$n = 0,013$	0,50	62	65	67	69	69	70	70
	1,0	77	77	77	77	77	77	77
	2,0	90	87	85	84	83	82	82
	3,0	99	94	89	88	87	86	85
	5,0	108	100	93	91	90	89	88
	15,0	125	114	102	98	96	94	92
Für Wandungen aus Bruchsteinen	0,05	19	22	24	26	28	29	29
	0,10	25	29	32	34	35	36	36
	0,20	34	37	39	41	42	42	43
	0,30	40	43	45	46	47	47	48
$n = 0,017$	0,50	47	49	50	51	51	52	52
	1,0	58	58	58	58	58	58	58
	2,0	71	69	67	66	65	64	64
	3,0	78	74	71	70	69	68	68
	5,0	87	79	75	73	72	71	70
	15,0	105	90	83	79	77	76	75
Für Wandungen aus rohen Bruchsteinen	0,05	15	18	20	21	23	23	24
	0,10	21	23	25	28	29	29	30
	0,20	28	30	32	34	35	36	36
	0,30	33	35	37	38	39	40	40
$n = 0,020$	0,50	40	41	42	43	43	44	44
	1,0	50	50	50	50	50	50	50
	2,0	61	59	57	56	56	55	55
	3,0	69	64	61	59	59	58	58
	5,0	76	70	66	63	62	61	61
	15,0	94	81	74	70	68	67	66
Für Wandungen aus Erde	0,05	12	13	15	16	17	18	18
	0,10	17	18	19	20	21	22	22
	0,20	22	23	24	25	26	27	27
	0,30	26	28	29	30	30	31	31
$n = 0,025$	0,50	31	32	33	34	34	35	35
	1,0	40	40	40	40	40	40	40
	2,0	50	48	47	46	45	45	45
	3,0	56	53	51	49	48	48	47
	5,0	64	59	54	53	52	51	50
	15,0	81	71	63	59	57	56	55

Rauhigkeitsbeiwert	Hydraulischer Radius R m	1000 i Spiegelgefälle in mm auf 1 m 0,025	0,05	0.1	0.2	0,4	1,0	10
Für Wandungen aus grobem Geschiebe und für verkrautete Wasserläufe	0,05	10	11	12	13	13	14	14
	0,10	13	14	15	16	17	18	18
	0,20	18	19	19	20	21	22	22
	0,30	21	22	23	24	24	25	25
	0,50	25	26	27	27	28	29	29
$n = 0{,}030$								
	1,0	33	33	33	33	33	33	33
	2,0	42	41	40	40	39	38	38
	3,0	48	45	43	42	42	41	41
	5,0	56	51	47	45	44	43	43
	15,0	72	62	55	52	51	49	48
Für schlecht unterhaltene Wandungen aus grobem Geschiebe	0,05	8	9	9	10	10	11	11
	0,10	11	12	12	13	13	14	14
	0,20	15	16	16	17	17	18	18
	0,30	18	19	19	20	20	21	21
	0,50	22	23	23	23	24	24	24
$n = 0{,}035$								
	1,0	29	29	29	29	29	29	29
	2,0	36	35	34	34	33	33	33
	3,0	42	40	38	37	36	36	36
	5,0	49	45	43	42	41	40	39
	15,0	65	56	51	47	45	44	43
Für ganz unregelmäßige Wandungen	0,05	6	7	7	8	8	9	9
	0,10	9	10	11	11	12	12	12
	0,20	13	14	14	15	15	16	16
	0,30	15	16	17	18	18	18	18
	0,50	19	19	20	20	21	21	21
$n = 0{,}040$								
	1,0	25	25	25	25	25	25	25
	2,0	32	31	31	30	30	29	29
	3,0	37	35	34	33	32	32	32
	5,0	44	41	39	38	37	36	35
	15,0	59	52	46	43	42	41	40

Musterquerschnitte von Flüssen ohne Geschiebeführung.

Aus einer längeren Musterstrecke mit günstigem Beharrungszustande sind folgende Mittelwerte bei verschiedenen Wasserständen zu bestimmen:

a) mittlerer Querschnitt F,
b) mittleres Gefälle i,
c) mittlere Geschwindigkeit v_m,
d) mittlerer benetzter Umfang u und mittlerer hydraulischer Halbmesser $R = F : u$ (bei breiteren natürlichen Wasserläufen kann immer die mittlere Tiefe $F : B$ für R gesetzt werden, wobei B die mittlere Spiegelbreite ist),
e) mittlerer Geschwindigkeitsbeiwert $k = v : \sqrt{Ri}$,
f) mittlerer Rauhigkeitsbeiwert (z. B. γ nach Bazin oder n nach Ganguillet und Kutter).

Mit alleiniger Rücksicht auf die Wasserführung ist die Berechnung wie bei künstlichen Gerinnen.

Gewöhnlich sind für den neuen Normalquerschnitt Q, i und γ gegeben. Bei einfachem Trapez- oder Parabelquerschnitt sind hieraus das neue R, F und v und die Querschnittgestalt zu ermitteln. Bei Doppelquerschnitten für Mittel- und Hochwasser getrennte Berechnung des Flufsschlauches und des HW-Abflufsquerschnitts. Bei gegebenem HW-Stande werden die über dem Flufsschlauch Q_I und die über den Seitenböschungen des Vorlandes abfliefsenden Wassermengen Q_{II} berechnet, indem man sie als unabhängig fliefsend betrachtet, und von der Gesamt-HW-Menge Q abgezogen; $Q_{III} = Q - (Q_I + 2\,Q_{II})$, der Rest, mufs über dem Vorlande abgeführt werden; hieraus wird dessen Breite berechnet, die beliebig auf beide Ufer verteilt sein kann, wobei indessen schroffe Wechsel zu vermeiden sind.

Abb. 5.

Wenn die HW-Höhe nicht gegeben ist, so sind Proberechnungen anzustellen. Vorländer erhalten gewöhnlich ein geringes Quergefälle zum Flusse, das sich auf die Dauer jedoch nicht von selbst erhält, da die Uferstreifen schneller auflanden als das weiter abliegende Vorland.

Musterquerschnitte von Flüssen mit Geschiebeführung.

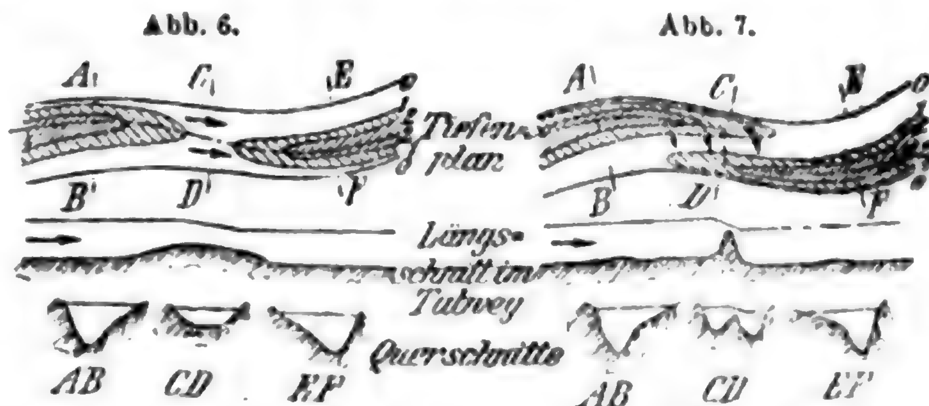
Kommt die Abfuhr von Geschiebe und die Standfestigkeit von Sohle und Ufern wesentlich in Frage, so darf die Schleppkraft $S = 1000\,i\,t$ nicht über das in Musterstrecken gefundene Mafs gesteigert werden. Die mittlere Geschwindigkeit gibt kein zuverlässiges Mafs dafür. Rasen widersteht für kurze Zeit einer Schleppkraft von 2 bis 3 kg/qm. Sand gerät bei $S = 0{,}2$ bis 1,0 kg/qm in Bewegung, Schotter bei $S = 2$ bis 5 kg/qm.

Im strömenden Wasser haben zwei ähnlich geformte Körper von verschiedenem Einheitsgewicht γ_1 und γ_2 gleichen Widerstand, wenn ihre Inhalte $\mathfrak{V}_1$ und $\mathfrak{V}_2$ sich verhalten wie $\frac{\mathfrak{V}_1}{\mathfrak{V}_2} = \frac{(\gamma_2 - 1)^3}{(\gamma_1 - 1)^3}$ und ihre Gewichte $\mathfrak{Q}_1$ und $\mathfrak{Q}_2$ wie $\frac{\mathfrak{Q}_1}{\mathfrak{Q}_2} = \left(\frac{\gamma_2 - 1}{\gamma_1 - 1}\right)\cdot\frac{\gamma_1}{\gamma_2}$. Hiernach ist die Gröfse und die Wirksamkeit des verschiedenen Gewichtes von Schüttsteinen u. dgl. zu bemessen.

Bewegung des Wassers in Flufskrümmungen. Während in geraden regelmäfsigen Querschnitten eine annähernd geradlinige Bewegung der Wasserteilchen bei annähernd wagerechter Spiegellinie des Querschnitts angenommen werden kann, tritt bei Krümmungen durch die Fliehkraft ein Aufstau in der hohlen Seite auf; die oberen schnell fliefsenden Wasserteilchen drängen in das einbuchtende Ufer, die unteren langsamer fliefsenden werden nach dem ausbuchtenden gedrängt; so entsteht eine Schraubenbewegung; das Geschiebe folgt den unteren Wasserfäden. Daher der Angriff auf das hohle Ufer und die Austiefung dort.

Zu unterscheiden sind Flufsbetten, deren Geschiebeablagerungen immer an derselben Stelle stattfinden — mit „festliegenden Kies- oder Sandbänken" (z. B. mittlere Weser, nicht begradigte Strecken der bayerischen Donau), und mit unregelmäfsigen Ablagerungen —

„wandernden Bänken" (z. B. Weichsel, Oberrhein zwischen Basel und Strafsburg). Welche Form vorherrscht, hängt von der Normalbreite, dem Gefälle, dem Wechsel und der Dauer der Wasserstände ab. Bei günstigen Verhältnissen treten in geraden oder schwach gekrümmten Strecken fast trapez- oder schalenförmige Querschnitte auf, in schärferen Krümmungen fast dreieckförmige. Zwischen den Tiefen zweier aufeinander folgenden Gegenkrümmungen liegt ein Uebergang (Furt oder Schwelle). Bei günstigen Verhältnissen gehen die Tiefen ineinander über (Abb. 6), bei ungünstigen übergreifen sie sich (Abb. 7). Bei HW gleichen sich die Gefälle mehr aus, der Stromstrich streckt sich, daher kommen andere Teile des Ufers und Bettes in Angriff. Bei NW wird in den Tiefen längs der Hohlufer wenig Gefälle verbraucht, es vereinigt sich auf den Schwellen, die in geringer Tiefe überströmt werden; bei sehr beweglichem Bett wäscht es diese oft vorteilhaft aus. Je steiler und höher das Ufer, je stärker die Krümmung, um so stärker die Auskolkung davor.



Linienführung.

Je nach Zweck der Regelung. Wird Schiffahrt in erste Linie gestellt, so ist mäfsige Geschwindigkeit bei möglichster Tiefe erwünscht; deshalb Beibehaltung eines langen Laufes, nur Beseitigung allzu scharfer Krümmungen; bei geringer Wassermenge verhältnismäfsig schmaler Lauf. Wenn Hochwasser und Eisabfuhr sowie Sicherung des Grundbesitzes ausschlaggebend, so ist meist eine Streckung vorteilhaft; breites Bett begünstigt Eisstopfungen auf Untiefen, erleichtert aber die Hochwasserabführung. Geschiebeabfuhr wird durch ein gestrecktes, schmaleres, tiefes Bett befördert; dabei ist das Mafs der zulässigen Eintiefung des Bettes, auch die Erhöhung des Bettes unterhalb zu beachten, besonders wegen des Grundwasserstandes.

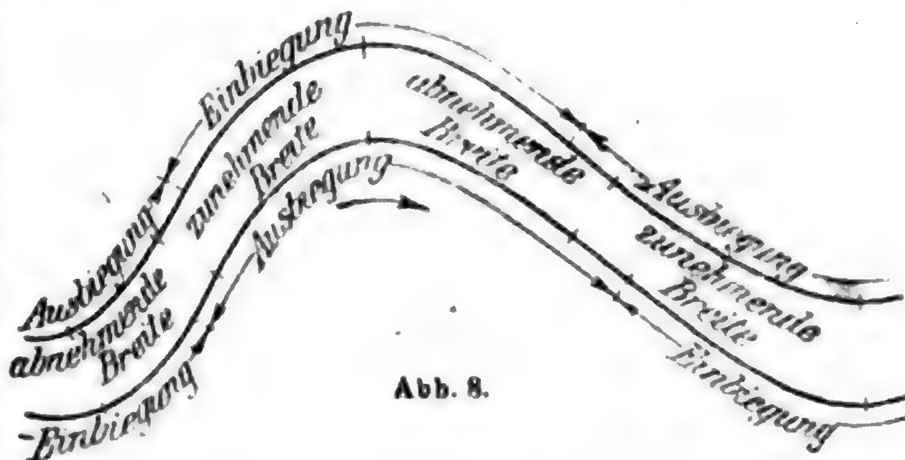


Abb. 8.

Hochwasser- und Niedrigwasserstromstrich sollen möglichst zusammenfallen. Für die Schiffahrt sind meist die Uebergänge (Schwellen)

die schlechtesten Stellen des Fahrwassers; deshalb werden diese häufig durch Einengung verbessert; es tritt dabei zunächst eine Hebung des Spiegels nach oben hin auf, nachher bei beweglicher Sohle eine Auswaschung mit Senkung des NW-Spiegels und ein Ausgleich der Gefälle. Die Normalbreiten wechseln daher, am besten ganz allmählich, nach umstehender Skizze (Abb. 8, S. 503).

Zuerst hat immer die Festlegung des Bettes im grofsen durch Begradigung, Einschränkung des Mittel- und u. Umst. des Hochwasserbettes zu erfolgen, später erst der feinere Ausbau durch Regelung auf NW, Vertiefung der Schwellen u. dgl.

Mittel zur Regelung.

Bauten im Flusse: Längsbauten (Uferdeckwerke, unmittelbar am Ufer; Leitwerke, in einiger Entfernung davon); Querbauten (Buhnen, Sperrdämme zum Abschlufs von Nebenarmen, Grundschwellen zur

Abb. 9.

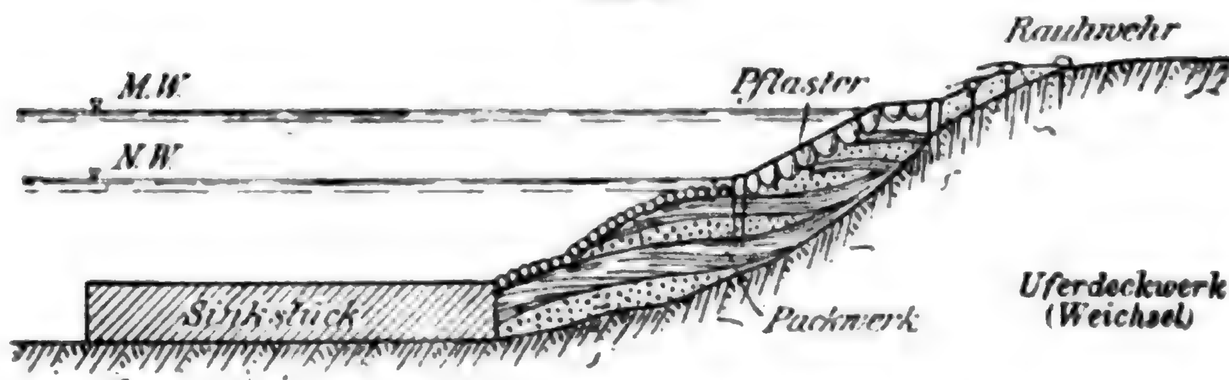


Abb. 10.

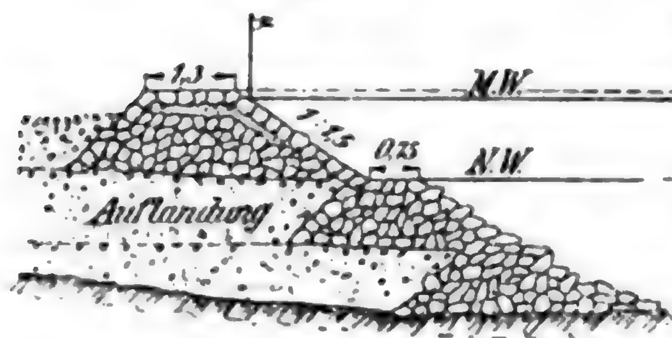
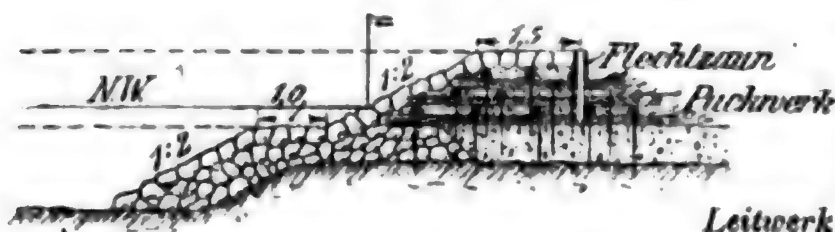


Abb. 11.



Festlegung der Sohle, Queranschlüsse für Leitwerke zur Verhinderung von Hinterspülung); Stauwerke; Baggerungen.

Bauten am Flusse: Durchstiche und Deiche, Flutaufspeicherungswerke.

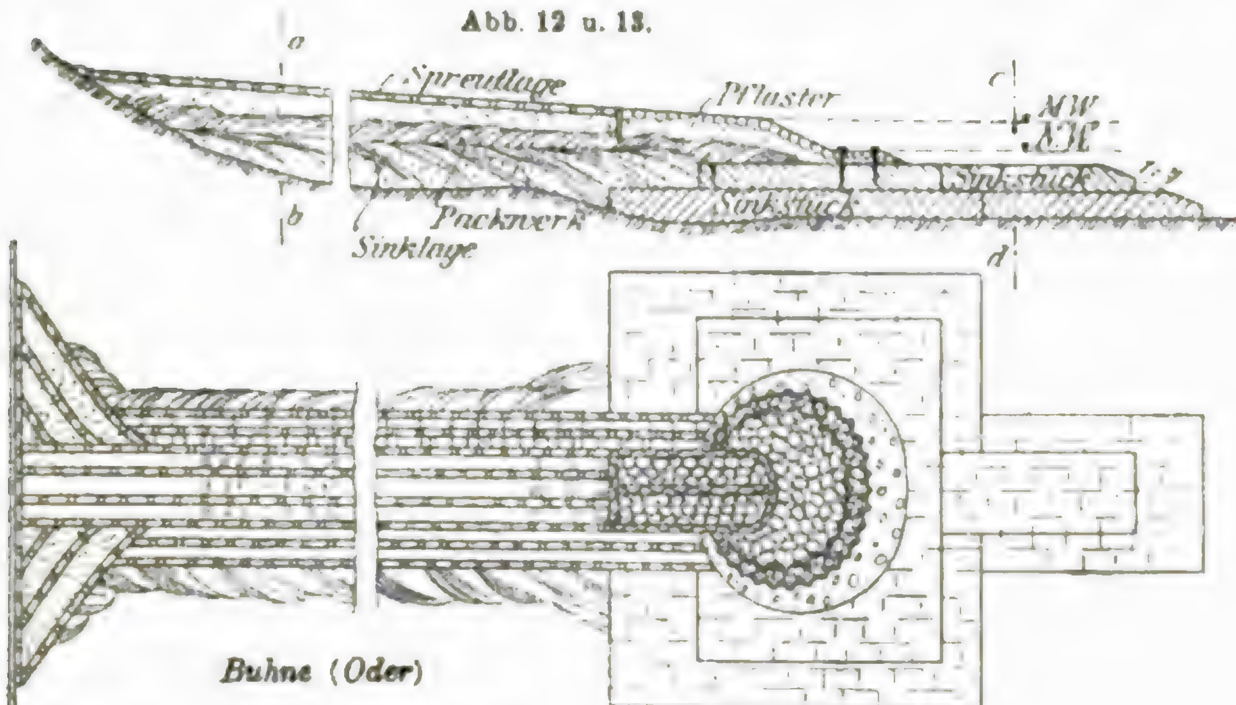
Längsbauten geben dem Wasser sehr gute Führung, erfordern aber, wenn beiderseitig angeordnet, genaue Bestimmung der Normalbreite. Bei Flüssen mit starker Geschiebeführung und Strömung besonders gebräuchlich, vornehmlich am hohlen Ufer.

Uferdeckwerke bei flachen Ufern (etwa 1 : 3 bis 1 : 5) aus Steinschüttung, Senkstücken, Senkfaschinen, Packwerk o. dgl. über MW leichter befestigt (Rauhwehr, Spreutlage, Rasen), mit Grundböschung unter Wasser, mit oder ohne Berme in MW-Höhe; bei steilerer Steigung

(etwa 1 : 1 bis 1 : 2) auch Pflaster; ganz steile Ufer sind mit Bohlwerken und Ufermauern zu decken.

Leitwerke sollen durch Verlandung allmählich in Uferdeckwerke übergehen. Wegen Hinterströmung ist auch Rückenseite zu befestigen; Lücken unterhalb der Queranschlüsse befördern die Auflandung. Zur besonderen Regelung des Niedrigwassers werden empfohlen: bis zur

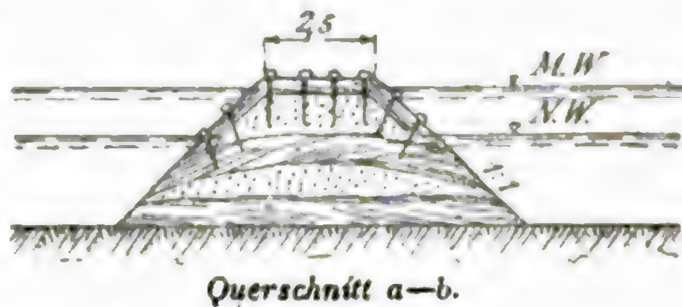
Abb. 12 u. 13.



Buhne (Oder)

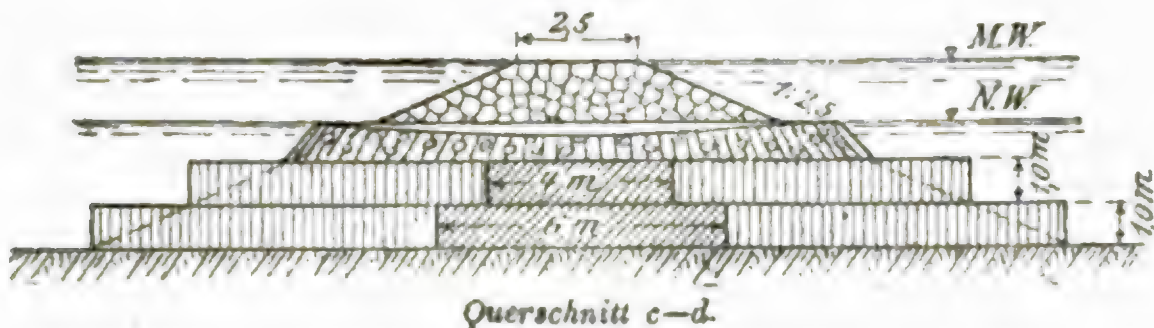
NW-Höhe reichende Leitwerke mit ansteigenden Queranschlüssen, besonders an den Uebergängen; meist aus Faschinen hergestellt. Kronenbreite etwa 1,5 m; Böschung flufsseitig wie bei Uferdeckwerken; landseitig bei Steinbau etwa 1 : 1,5, bei Buschbau bis 1 : 1.

Abb. 14.



Querschnitt a—b.

Abb. 15.



Querschnitt c—d.

Querbauten. Buhnen, teils kräftigere Hauptwerke, teils Schlickfänge (leichtere Zwischenbauten); fast stets gruppenweise angewendet, gestatten allmähliche Erreichung der Normalbreite, erzeugen aber stets kleine Gefällbrüche und sind deshalb hauptsächlich bei Flachlandflüssen im Gebrauch; Führung des Wassers unregelmäfsiger als bei

Längswerken, Wirbelbildung am Kopf und (an der Wurzel). Am ausspringenden Ufer verlanden sie leicht, weniger oder gar nicht im hohlen Ufer bei schärferen Krümmungen; kurze Buhnen (unter 10 bis 15 m) sind als wirkungslos oder schädlich zu vermeiden; dafür besser Längswerke. Deshalb häufig Buhnen im Verein mit Längswerken angewendet. Wurzel im Ufer eingelassen, sorgfältiger Anschluß an das Ufer. Kopf gegen Stromangriff besonders geschützt, Böschung 1:3 bis 1:10, mit Pflaster über MW, Steinschüttung oder Faschinen unter MW; Krone wagerecht oder besser zur Flußmitte abfallend (1:15 bis 1:200, je nach Länge); gegen Eis und Ueberströmung zu sichern (Pflaster, Packwerk, Rauhwehr); 1 bis 5 m breit; Seitenböschungen 1:1 bis 1:2; bei flachen Böschungen bessere Verlandung. Richtung der Buhnen meist stromaufwärts, in geraden Strecken 70 bis 75° zum Stromstrich, in Krümmungen bis 90°; doch kommen auch sonst Buhnen vor, die senkrecht zum Stromstrich oder stromabwärts gerichtet sind. Letztere haben geringere Verlandung und geringeren Uferschutz zur Folge, jedoch auch geringeren Angriff auf den Kopf auszuhalten. Bei Buhnen auf beiden Ufern Köpfe gegenüber, außer in Krümmungen. Abstände je nach Normalbreite, nach Richtung und Stärke der

Abb. 28. Sperrdamm (Weichsel).

Strömung, Buhnenlänge und Gestalt des Flußbettes und nach örtlichen Erfahrungen; feste Regeln gibt es nicht. Höhe der Krone so, daß NW keine merkliche Erhöhung erfährt, jedoch die zur Reinhaltung der Niedrigwasserrinne erforderlichen Wassermengen zusammengehalten werden; nicht höher als die Ufer. Bau häufig in mehreren Jahren, nach Länge und Höhe, um allmähliche Umgestaltung zu erzielen und die Anlandungen zu begünstigen. Anlandungen durch Pflanzungen zu befestigen.

Tauchbuhnen gehen in stetiger Neigung bis auf die Flußsohle.

Grundschwellen, 1:10 bis 1:50 nach der Strommitte geneigt, wirken wie Grundwehre; sie erzeugen leicht Unregelmäßigkeiten (Kolke) in der Sohle und in der Strömung bei NW; Hebung der Sohle kann, wenigstens in geraden Strecken, eintreten, u. Umst. auch des NW. Bauart aus Sinkstücken oder Steinschüttungen.

Schwebende Buhnen (Wolfsche Faswehre). In stark Geschiebe führenden Flüssen kann durch Ermäßigung der Strömung durch an Stangen vorübergehend befestigten Busch oder Bretter in Höhe des Wasserspiegels eine schnelle Auflandung erzielt werden, die dann leicht zum neuen Ufer angebaut werden kann.

Durchlässige Bauten wirken ähnlich; zwischen zwei buhnenartig vortretende Pfahlreihen wird eine dünne Schicht Busch eingebracht und die Sohle als Sturzbett befestigt. Auch Drahtgitter werden empfohlen.

Sperrdämme. Krone gewöhnlich auf MW-Höhe, gut befestigt. Zunächst Sicherung der Sohle unterhalb durch Sinkstücke u. dgl., dann möglichst rascher Vorbau von beiden Ufern mit Packwerk u. dgl. Lage meist am oberen Ende des abzuschneidenden Flufsarmes, im Grundrifs bogenförmig nach unten hohl; zuweilen mehrere Sperrdämme hintereinander. Die Auflandung des verlassenen Armes wird sehr gefördert, wenn zunächst nicht völliger Abschlufs, sondern Ermäfsigung der Strömung durch schwebende Bauten erzeugt wird.

Durchstiche. Zu beachten ist die oft weitreichende Sohl- und Spiegelsenkung oberhalb, auch mit Rücksicht auf das Grundwasser und die Bauwerke, die Sohl- und Spiegelhebung unterhalb infolge der in Bewegung gesetzten Geschiebemassen besonders wegen der Schiffahrt, für die die Vermehrung der Geschwindigkeit nicht über 2 m/sk gesteigert werden sollte. Durchstiche sind zweckmäfsig zur Beseitigung von der Schiffahrt hinderlichen Krümmungen, um gefährdete Ufer aufser Angriff zu setzen, zur Beschleunigung des Wasserabflusses und der Eisfahrt und zur Vertiefung des Flufsbettes. Richtung am oberen Ende so, dafs sie mit der der angrenzenden Flufsstrecke zusammenfällt, schwache Krümmung begünstigt die Führung des Wassers und gleichmäfsige Bettausbildung. Bei mehreren Durchstichen hintereinander wird am besten unten begonnen. Meist wird nicht der volle Querschnitt ausgehoben, sondern nur ein oder mehrere Leitgräben von mindestens $^1/_{10}$ der Normalbreite; wenn der Gefällgewinn gering ist, erheblich mehr. Unten enger als oben, damit die Vertiefung nach oben fortschreitet. Durch geeignete Bauten im alten Lauf wird dem Durchstich das Wasser zugewiesen. Altarme sind durch Flechtzäune und Anpflanzungen zu verlanden; das HW mufs Zutritt erhalten.

Flufsspaltungen und Flufsvereinigungen (Mündungen).

Spaltungen sind im allgemeinen unerwünscht, besonders hinsichtlich der Eisfahrt; wo sie bestehen bleiben müssen, ist durch Schöpfbuhnen für das richtige Verhältnis der Wasser- und Geschiebeführung zu sorgen. Mittel, welche die Versandung eines Armes herbeiführen würden, sind zu vermeiden, umgekehrt wie bei Durchstichen. An jeder Stelle mufs der Normalquerschnitt vorhanden sein, deshalb allmähliche Trennung und Vereinigung durch spitze Zunge. Bei Einmündungen von Nebenflüssen ist die verschiedenartige, unabhängige Wasser- und Geschiebeführung zu beachten. Form der Mündung so, dafs das Geschiebe des Nebenflusses in den Stromstrich des Hauptflusses gelangt; meist durch schlanke Form der Mündung am einbuchtenden Ufer zu erreichen. Bei verhältnismäfsig kleinen Nebenflüssen, wenn deren Sohle hoch genug liegt, ist senkrechte Einmündung zweckmäfsig. Sonst ist das gegenüberliegende Ufer gefährdet. Zur Verringerung des Rückstaues im Nebenflufs wird häufig die Mündung stromab zu verlegen sein; vorausgesetzt ist dabei genügendes Gefälle im Hauptflufs.

Baustoffe im Flufsbau und Baubestandteile.

Bei den meist grofsen erforderlichen Mengen mufs sich die Wahl des Baustoffes und damit oft der Bauweise nach den verfügbaren Baustoffen richten. Es kommen in Frage:

Faschinen, 3 bis 6 m lange, 0,3 m starke Bündel aus nicht sperrigem, frischem Nadel- oder Laubholz, einzelne Reiser nicht über 3 cm stark; Pfähle aus rundem oder gespaltenem Holz, 0,60 bis 1,50 m lang, 3 bis 5 cm stark, zum Festheften der Faschinen; Bindedraht, Kies verschiedener Korngröfse, Ziegelschotter, Schüttsteine, Pflastersteine und Rasen (Kopf- und Flachrasen).

Pflaster auf Kies, Schotter oder Steinsatz oder mit Mörtelvergufs; 12 bis 40 cm stark, je nach dem Angriff. Auch Kunststeine oder Platten (mit und ohne Drahtanker) werden verwendet. Wichtig ist die Sicherung des Fufses durch Pfahlreihen, 1,5 m lang, 10 bis 15 cm stark, lose Steinschüttungen o. dgl.

Steinpackungen aus möglichst dicht verlegten Rundsteinen zwischen Pfahlreihen oder Flechtzäunen.

Steinschüttungen sollen entweder beweglich sein (möglichst runde Steine), um Auskolkungen selbsttätig auszufüllen, oder fest, als Grundlage für andere Bauteile (eckige Steine).

Packwerk besteht aus kreuzweise verlegten Faschinenlagen, die durch 15 bis 20 cm starke Bundfaschinen oder „Würste" mit Pfählen verbunden und mit Erde, Kies u. dgl. beschwert werden. Wie alles Faschinenwerk über MW sehr vergänglich.

Flechtzäune zur Einfassung von Pflaster, zum Auffangen von Geschiebe u. dgl. Pfähle 0,70 bis 1,50 m in 0,30 bis 0,50 m Abstand, mit biegsamem Reisig durchflochten.

Senkfaschinen zum Schutze des Fufses von Böschungen usw., walzenförmig oder spindelförmig, aus dichtem Reisig mit Kern von Kies oder Steinen, 0,70 bis 1 m stark, Länge von 3 m an bis „endlos". Vereinzelt auch als drei- oder vierkantige Senkkörbe oder aus Säcken von verzinktem Drahtgewebe hergestellt, das zum Schutz gegen Abschleifen durch Geschiebe möglichst mit schwacher Betondecke abzudecken ist.

Sinkbäume zum Auffangen von Sinkstoffen in Kolken, aus dicht belaubten Bäumen bestehend, die mit einem Stein oder Betonklotz am Stammende versenkt werden.

Rauhwehr zur Deckung von Böschungen über NW aus dünner Lage von Reisig mit Flechtzäunen oder aufgepfählten Würsten befestigt. Die Reiser sollen mit den Spitzen (Wedeln) schräg nach unten und stromab an der Böschung liegen, die Würste schräg nach oben und stromauf; weniger gut ist die Lage senkrecht und gleichlaufend zum Strom (Spreutlage). Am besten aus frischen Weiden, die anwachsen.

Sinklagen zur Herstellung von dammartigen Körpern in tiefem, strömendem Wasser aus Faschinen, in schrägen, $1:1^1/_2$ bis $1:2$ geneigten Lagen von 0,6 bis 1 m Dicke, vom Ufer aus vorgetrieben.

Die Faschinenlagen der Spitze schwimmen (bei starkem Strom mit Unterstützung von Schwimmbäumen), während der landseitige Teil durch Aufbringen von Erde, Kies u. dgl. und neue Lagen von Faschinen auf die Sohle gesenkt wird. Die Vor- und Rücklagen werden durch aufgepfählte Querwürste in Verband gebracht. Abdeckung über Wasser durch Steinschüttung, Pflaster, Rauhwehr u. dgl. Zusammenpressung etwa $^1/_{12}$ der Höhe.

Sinkstücke zur Herstellung zusammenhängender biegsamer Buschkörper in gröfserer Wassertiefe; gewöhnlich 1 m dick, bis 20 m breit, werden schwimmend zwischen Kähnen an Ort und Stelle gebracht und durch Aufwerfen von Steinen versenkt. Herstellung auf schwimmendem Balkenrost oder auf Ablaufgerüsten auf dem Lande oder auf Prahmen. Bestehen aus einem unteren Netz von Faschinenwürsten oder starken Drähten, auf denen meist 4 Lagen von Faschinen im Verbande aufruhen, darüber wieder ein Netz von Würsten, die übereinanderliegenden Kreuzungsstellen der Würste werden mit quer durch die Faschinen reichenden Drähten verbunden. Eingetriebene Pfähle geben noch mehr Halt und Verband.

Sinkmatten sind an Ort und Stelle hergestellte „endlose“, sinkstückartige Faschinenkörper von schwächerer Bauart.

Schwebekörper oder Gehänge bestehen aus Faschinen, die im Wasserspiegel an Latten zwischen Pfählen angebracht sind; die Stammenden weisen nach Flufs, die frei schwebenden Wipfelenden nach dem Ufer oder Nebenarm hin, wo die Geschiebeablagerung erstrebt wird.

Pflanzungen, besonders von Weiden (salix viminalis, alba, caspica), seltener von Pappeln und Erlen, sind ein viel angewendetes Mittel, um Anlandungen zu erzeugen oder festzuhalten; nur über MW; Reihen- oder Nesterpflanzung. Pflanzungen von Schilf und Rohr an flachen Uferböschungen zum Uferschutz (Z. Bauwesen 1897, Gerhardt).

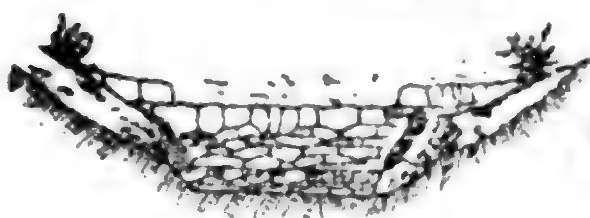
Wildbachverbauung.*)

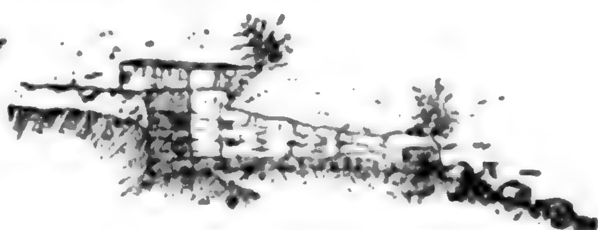
Die Wildbachverbauung hat den Zweck örtlichen Schutzes und der Verbesserung der unterhalb liegenden Flufsstrecke bei übermäfsiger Geschiebezufuhr. Bei lockerem Boden oder mürbem Gestein, steilem Gehänge, auch bei Zerstörung der Pflanzendecke und der Bewaldung und bei reichlichen Niederschlägen oder mangelndem Abflufs sind die Vorbedingungen für Murenbildung (Schuttströme) gegeben. Die Arbeiten der Verbauung erstrecken sich zum Teil auf das Sammelgebiet oder den Oberlauf des Wildbaches, wo bei Ueberschufs von Angriffskraft der Boden abgetragen wird; zum Teil im Mittellauf oder Sammelgerinne (Tobel), wo der Bach im schlängelnden Lauf die Tallehnen angreift; zum Teil im Unterlauf beim Eintritt in das Haupttal auf den Schuttkegel, wo sich das Geschiebe ablagert. Das wirksamste ist, die Abrutschungen im Oberlauf zu verhindern. Dazu gehört die

*) H. d. I.-W. 1900, III. 2. 1. Abschn. XI B u. C von Kreuter. — H. d. B. 1890. Wasserbau. Wildbachverbauung und Regulierung von Gebirgsflüssen, von Frauenholz. — Die Wildbachverbauungen in der Schweiz. Vom eidgen. Oberbauinspektorat. 1890. — Die Wildbachverbauungen in den Jahren 1883 bis 1894. Vom k. k. Ackerbauministerium. Wien 1895. — Flufskorrektionen und Wildbachverbauungen in der Schweiz. Schweiz. Bauz. 1907 S. 46; 1908 S. 212. — Leinert, Der Gehängebau, Leipzig 1909.

Trockenlegung durch Leitung des Wassers über Bruchstellen in Holzrinnen, die Anlage von Querzeilen, Geröllsperren, Sohlbefestigungen; Sperren wirken hauptsächlich durch die Ermäfsigung des Gefälles und die Hebung und Verbreiterung der Talsohle, wodurch sich die Lehnen in natürlichem Böschungswinkel abböschen können; Abtreppung der Talsohle; Stausperren zur Zurückhaltung des Hochwassers lassen sich selten ausführen. Bauweise in Stein (Trockenmauerung), Holz oder gemischt (Steinkisten). Auf gutes Einbinden der Flügel in die Hänge und Schutz gegen Unterspülung beim Sturzbett (Pflaster, Gegensperre

Abb. 17 bis 19. Steinerne Geröllsperre.





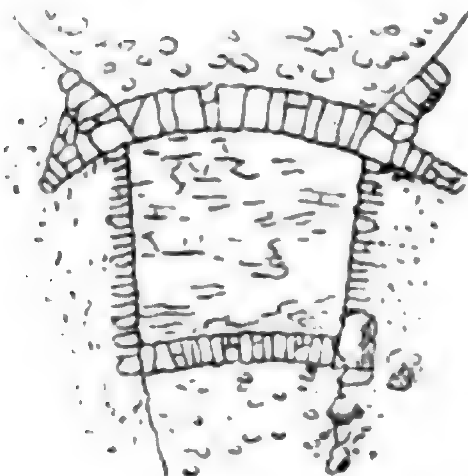


Abb. 20.

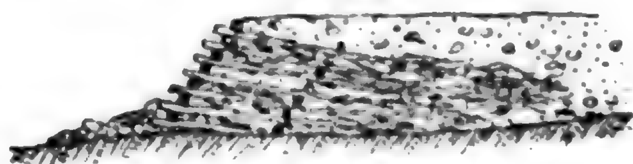


Abb. 22.

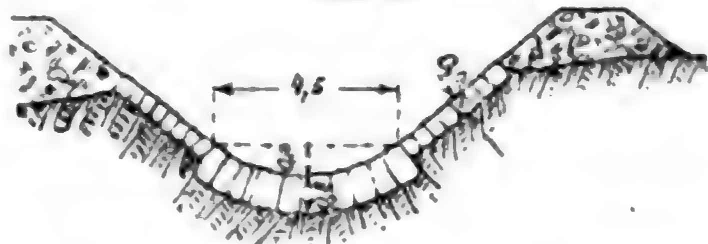


Abb. 21.

mit Wasserpolster) ist zu achten. Umläufe in Seitengerinnen selten; auf rasche Abschleifung des Gesteins ist zu rechnen.

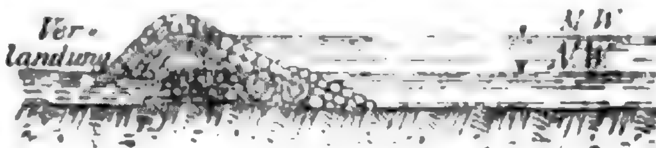
Ueber die Schuttkegel werden die Wildbäche in Schalen oder zwischen Mauern möglichst geradlinig weggeführt. Auch werden Schuttablageplätze zwischen Mauern geschaffen, um das angrenzende Kulturland zu schützen.

Bändigung der Gebirgsflüsse.

Die Bändigung der Gebirgsflüsse hat den Zweck, die regelmäfsige Abfuhr der Geschiebe, Bodenverbesserung, Ausnutzung der Wasserkraft und vereinzelt Erleichterung der Flöfserei zu ermöglichen. Mittel zur Bändigung sind Geradlegung und Breiteneinschränkung zur Erhöhung der Schleppkraft, um Eintiefung des Flusses zu erzielen; Uferschutz durch Böschungsabflachung, Längs- und Querbauten (vgl.

S. 504 ff.). Meist Steinbauten, weil Holz dem Wechsel des Wasserstandes und dem groben Geschiebe nicht widersteht. Zuerst Schutz der Ortschaften und Verkehrswege, danach des Kulturlandes. Bändigung im allgemeinen flufsaufwärts fortschreitend, da sonst die von oben kommenden Schottermassen nicht verarbeitet werden können und das Hochwasser gesteigert wird. Sohlvertiefungen oder Erhöhungen pflanzen sich nach oben hin fort. Querschnitte einfach oder zweiteilig für HW nach der Wasserführung und der Schleppkraft zu bemessen, Ausführung oft in mehreren Stufen. Deiche da, wo der Flufs nicht tief genug gelegt oder das Land nicht aufgehöht werden kann; dahinter Entwässerungsgraben.

Abb. 23.



Einmündung von Nebenflüssen in gröfsere Flüsse möglichst zwischen glatten Leitwerken; die Sohlenlage richtet sich nach dem Rückstau. Wenn Hauptflufs nicht durch Geschiebe belastet werden darf, sind Ablagerungsplätze an der Mündung des Nebenflusses vorzusehen.

Im Hauptflufs entsteht bei Geschiebezufuhr an der Mündung ein Gefällbruch.

Die Verbesserung und Regelung der schiffbaren Flüsse.*)

Bei schwachem Gefälle und mäfsiger Schiffsgeschwindigkeit (5 km/st) können nach Franzius (Zentralbl. Bauv. 1893) folgende Mindestbreiten für Einzelschiffe angenommen werden:

Wassertiefe	1,2 m	1,5 m	2,0 m	2,5 m	3,0 m
Sohlbreite	36 „	40 „	45 „	50 „	60 „

Bei Schleppzügen gröfsere Breiten.

Tauchtiefe der Fahrzeuge 0,20 bis 0,70 m geringer als Wassertiefe, je nach der Fahr- und Wassergeschwindigkeit und dem Zustande des Fahrwassers.

Die Musterquerschnitte werden gewöhnlich als Parabeln berechnet; die Böschungen dann in eine der Ausführung besser entsprechende Form umgeändert; in Krümmungen wird die Parabel zuweilen unsymmetrisch angeordnet, der Scheitel näher dem hohlen Ufer; kurze Strecken mit besonders starkem Gefälle (Stromschnellen) werden zuweilen durch Schleusen überwunden, sonst nach den Grundsätzen: Flufsbau, Allgemeines, S. 497.

*) Vgl. S. 497; aufserdem für den Rhein: Honsell, Die Wasserstrafse Mannheim—Ludwigshafen. Zentralbl. Bauv. 1890. Faber, Schiffbarmachung des Oberrheins. Deutsche Bauz. 1893 u. 1897. Franzius, Regulierung des Oberrheins. Deutsche Bauz. 1895. Denkschrift über die Ausführbarkeit einer weiteren Vertiefung des Rheins, Jasmund, 1898. Die Vertiefung des Rheins von St. Goar bis zur Mainmündung 1908. — Weser: Schattauer: Zentralbl. Bauv. 1881 Nr. 2 u. 24; 1885 Nr. 9 u. 10 A. — Elbe: Schmidt, Regulierung der Elbe in Sachsen. Weber, Grundrifsform des Elbstroms. Z. f. Gewässerk. 1898. — Oder: Peschek, Der Grofsschiffahrtweg bis Breslau. Zentralbl. Bauv. 1898 S. 5. — Weichsel: Müller, Die Regulierung der Weichsel. Zentralbl. Bauv. 1895.

Kanalisierung der Flüsse.*)

Die Kanalisierung der Flüsse hat den Zweck, die Wassertiefe über das durch Regelung erreichbare Mafs hinaus zu vermehren, zuweilen auch, das Gefälle zu ermäfsigen oder Wasserkräfte nebenbei nutzbar zu machen.

Das natürliche Gefälle des Flusses wird bei der Kanalisierung an einzelnen Stellen, den Staustufen, durch Wehre zusammengefafst, die dazwischenliegenden Flufsstrecken heifsen Haltungen. Neben jedem Wehr ist eine Schiffsschleuse zu erbauen, zuweilen auch eine besondere Flofsschleuse. Für die Wanderfische sind Fischpässe anzulegen. Nur selten kann das Wehr ohne Schleuse durch einen längeren Seitenarm umgangen werden. Um bei hohen Wasserständen ohne Benutzung der Schleuse den Flufs befahren zu können, ist ein Schiffsdurchlafs erforderlich. Das Gefälle der Staustufen vermindert sich bei wachsendem Wasser und verschwindet bei Hochwasser meist ganz.

Die Kanalisierung bietet gegenüber der Regelung des Flusses folgende Vorteile: Die Fahrtiefe ist auch bei den kleinsten Wassermengen vorhanden; hierdurch wird die Leistungsfähigkeit und Sicherheit des Schiffahrtbetriebes gehoben.

Die Bau- und Unterhaltungskosten lassen sich im voraus genauer feststellen als bei Regelungen und durch Abgaben verzinsen, was bei Regelungen nach Mafsgabe der Gesetze schwierig ist.

Vielfach lassen sich Verbesserungen der Ent- und Bewässerungen mit Kanalisierungen vereinigen und Wasserkräfte nutzbar machen.

Nachteile der Kanalisierung sind die hohen Bau- und Betriebskosten, der Zeitverlust der Schiffe an den Schleusen, die Störung der Flöfserei, unter Umständen die Erhöhung des Grundwasserspiegels, die Gefahr einer allmählichen Aufhöhung der Flufssohle und Hebung der Hochwasserstände durch Geschiebeablagerungen.

Statt der Kanalisierung werden zuweilen auch längere Seitenkanäle angeordnet, wobei die Zahl der Schleusen verringert und ungünstige Flufsstrecken ausgeschaltet werden.

Die Lage der Staustufen oberhalb der Einmündung von Nebenflüssen und Strecken stärkeren Gefälles ist gewöhnlich vorteilhaft. Um die Schleusen im Trocknen herstellen zu können, legt man sie womöglich in Durchstiche, die starke Krümmungen abschneiden.

Die Höhe des Stauspiegels richtet sich nach dem obersten Punkte jeder Haltung; ist die Stauhöhe im Verhältnis zur ungestauten Wassertiefe gering, so nimmt man eine wagerechte Staulinie an (hydrostatischer Stau), während bei gröfserem Verhältnis der gestauten Wassertiefe zur ungestauten der hydraulische Stau zu berechnen ist.

---

*) H. d. I.-W. 1906. III. 5. Bd. — Z. Bauwesen 1901 Bau des Dortmund-Ems-Kanals; 1896 Mohr, Die Kanalisation der Oder; 1890 Mohr, Oder-Spree-Kanal; 1896 Germelmann, Verbesserung des Spreelaufes in Berlin; 1899 Volkmann, Fuldakanalisierung. — Faber, Denkschrift über Main-Donau-Wasserstrafse. — Allg. Bauz. 1887 Mrosik, Kanalisation der Moldau und Elbe. — Roloff, Amerikanisches Wasserbauwesen 1895. — Z. f. Binnensch. 1896/97 Prüsmann; 1900 Hentrich, Kanalisation der Lippe. — Z. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1903 Carstanjen, Walzenwehre. — Kanalisation der Moldau und Elbe, Z. f. Binnensch 1906—1912. — Zentralbl. Bauv 1913 S. 420 (Segmentwehre).

Berechnung des Stauspiegels. Bezeichnung Bd. I S. 311. Näherungsweise kann für verhältnismäfsig kleine Stauhöhen ($t_u - t_o' = h \leq t_o'$) der Stauspiegel als Parabel betrachtet werden, die den ungestauten Wasserspiegel und die Wagerechte am Wehr berührt; dann ergibt sich die hydraulische Stauweite L gleich der doppelten hydrostatischen Stauweite $L = \sim 2\,h : i$.

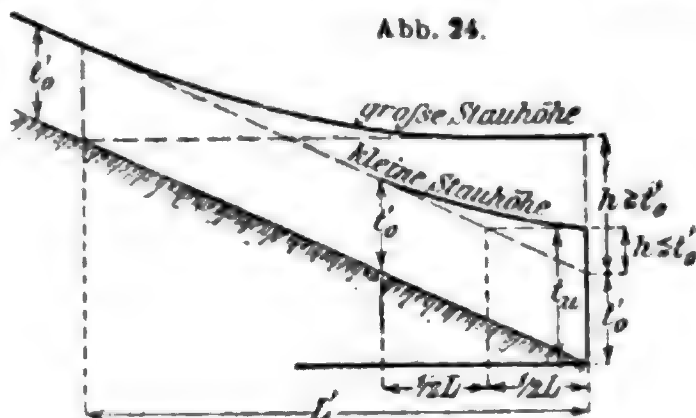


Abb. 24.

Für grofse Stauhöhen ($t_u - t_o' = h \geq t_o'$) reicht der Stau etwa bis zum Schnittpunkt der Wagerechten am Wehr mit der Flufssohle $L' = \sim t_u : i$.

Genauer läfst sich der Stauspiegel streckenweise berechnen. Auf die Strecke l ist die erforderliche Fallhöhe s des Spiegels nach Bd. I S. 312:

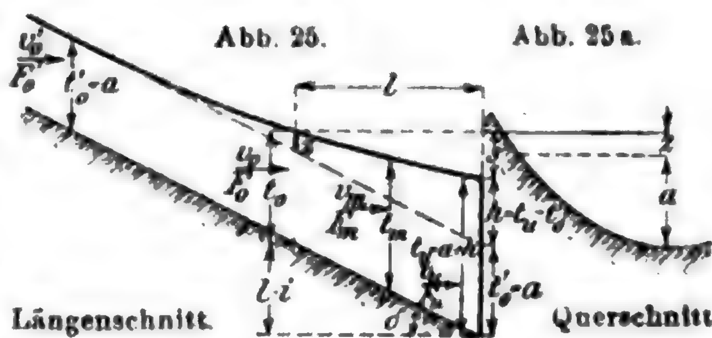


Abb. 25. Abb. 25 a.

$$s = li + t_o - t_u = \frac{v_u^2 - v_o^2}{2g} + \frac{v_m^2}{2g} \cdot \varrho \cdot l \cdot \frac{u_m}{F_m}$$

$$= \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_o^2}\right) + \frac{Q^2}{k^2} \cdot l \cdot \frac{u_m}{F_m^3}.$$

Gewöhnlich wird das erste Glied, das die Verzögerung ausdrückt, vernachlässigt, und man erhält

$$s = \sim \frac{Q^2}{k^2} \cdot l \cdot \frac{u_m}{F_m^3} \quad \text{oder} \quad l = \frac{h}{i - (Q^2 u_m : k^2 \,.\, F_m^3)}.$$

Bei Beschleunigung der Wassergeschwindigkeit bildet sich eine Senkungskurve aus (z. B. Abflufs über ein Wehr, Abfallstufe in der Flufssohle, Eintritt in eine erweiterte Flufsstrecke, Mündung in ein Gewässer), deren Spiegel tiefer als der Beharrungsstand des Flusses. Für die Strecke l gilt wie bei der Staulinie

$$s = li + t_o - t_u$$

$$= \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_o^2}\right) + \frac{Q^2}{k^2}\left(l \cdot \frac{u_m}{F_m^3}\right)$$

oder

$$l = \frac{(t_o - t_u) - \dfrac{Q^2}{2g}\left(\dfrac{1}{F_u^2} - \dfrac{1}{F_o^2}\right)}{\dfrac{Q^2}{k^2}\left(\dfrac{u_m}{F_m^3}\right) - i}.$$

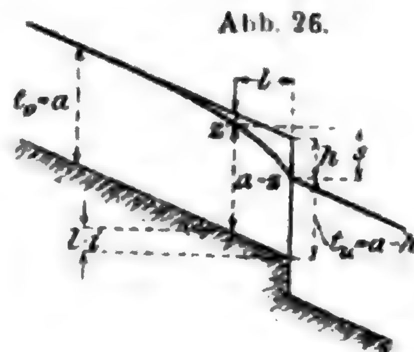


Abb. 26.

Das die Beschleunigung ausdrückende erste Glied ist positiv und darf nicht vernachlässigt werden.

Für parabelförmige Querschnitte kann die Entfernung l, in der der Stau vom Werte h auf z abnimmt, beim Gefälle i und der Tiefe a des ungestauten Wasserlaufs im Scheitel der Querschnittsparabel nach Tolkmitt aus der Gleichung berechnet werden

$$l_{(hz)} = \frac{a}{i}\left[F\left(\frac{a+h}{a}\right) - F\left(\frac{a+z}{a}\right)\right],$$

wo die Funktion

$$F\left(\frac{a+z}{a}\right) = \frac{a+z}{a} - \frac{1}{4}\ln\left(1+\frac{2a}{z}\right) - \frac{1}{2}\operatorname{arctg}\left(1+\frac{z}{a}\right) + \frac{\pi}{4}.$$

Für Trapez- und ähnliche Querschnitte können durch Umwandlung in gleich grofse Parabelquerschnitte gleicher Spiegelbreite die Formeln näherungsweise benutzt werden, wenn die Böschungsneigung des Trapezes usw. von der der Ersatzparabel nicht zu stark abweicht.

Mit denselben Bezeichnungen wie bei der Staukurve ist für parabelförmige Flufsquerschnitte für die Senkungskurven:

$$l_{(hz)} = \frac{a}{i}\left[f\left(\frac{a-z}{a}\right) - f\left(\frac{a-h}{a}\right)\right]\left(1 - J\,\frac{k^2}{g}\right) - \frac{h-z}{J},$$

wobei die Funktion

$$f\left(\frac{a-z}{a}\right) = \frac{1}{4}\ln\left(\frac{2a}{z} - 1\right) + \frac{1}{2}\operatorname{arctg}\left(\frac{a-z}{a}\right).$$

Tolkmittsche Tafel zur Berechnung von Staukurven.

$\frac{a+z}{a}$	$F\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$\frac{a+z}{a}$	$F\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$\frac{a+z}{a}$	$F\left(\frac{a+z}{a}\right)$	$\frac{a+z}{a}$	$F\left(\frac{a+z}{a}\right)$
1,00	$-\infty$	1,16	0,865	1,37	1,221	1,90	1,850
1,005	− 0,102	1,17	0,887	1,38	1,235	1,95	1,904
1,01	+ 0,074	1,18	0,908	1,39	1,249	2,00	1,957
1,015	0,179	1,19	0,928	1,40	1,262	2,1	2,063
1,02	0,254	1,20	0,948	1,41	1,276	2,2	2,168
1,025	0,313	1,21	0,967	1,42	1,289	2,3	2,272
1,03	0,362	1,22	0,985	1,43	1,302	2,4	2,376
1,035	0,403	1,23	1,003	1,44	1,315	2,5	2,478
1,04	0,440	1,24	1,021	1,45	1,328	2,6	2,581
1,045	0,473	1,25	1,038	1,46	1,341	2,7	2,683
1,05	0,502	1,26	1,055	1,47	1,354	2,8	2,785
1,06	0,534	1,27	1,071	1,48	1,367	2,9	2,886
1,07	0,599	1,28	1,087	1,49	1,379	3,0	2,988
1,08	0,639	1,29	1,103	1,50	1,392	3,5	3,492
1,09	0,675	1,30	1,119	1,55	1,453	4,0	3,995
1,10	0,708	1,31	1,134	1,60	1,513	4,5	4,496
1,11	0,738	1,32	1,149	1,65	1,571	5,0	4,997
1,12	0,766	1,33	1,164	1,70	1,628	6,0	5,998
1,13	0,793	1,34	1,178	1,75	1,685	8,0	7,999
1,14	0,818	1,35	1,193	1,80	1,740	10,0	10,000
1,15	0,842	1,36	1,207	1,85	1,795	∞	∞

Tolkmittsche Tafel zur Berechnung der Senkungskurven.

$\frac{a-z}{a}$	$f\left(\frac{a-z}{a}\right)$	$\frac{a-z}{a}$	$f\left(\frac{a-z}{a}\right)$	$\frac{a-z}{a}$	$f\left(\frac{a-z}{a}\right)$
1,0	∞	0,90	1,103	0,70	0,739
0,995	1,889	0,89	1,075	0,69	0,726
0,900	1,714	0,88	1,049	0,68	0,713
0,985	1,610	0,87	1,025	0,67	0,701
0,980	1,536	0,86	1,002	0,66	0,688
0,975	1,479	0,85	0,980	0,65	0,676
0,970	1,431	0,84	0,960	0,64	0,664
0,965	1,391	0,83	0,940	0,63	0,652
0,960	1,355	0,82	0,922	0,62	0,640
0,955	1,324	0,81	0,904	0,61	0,628
0,950	1,296	0,80	0,887	0,60	0,617
0,945	1,270	0,79	0,870	0,55	0,561
0,940	1,246	0,78	0,854	0,50	0,506
0,935	1,224	0,77	0,838	0,45	0,454
0,930	1,204	0,76	0,823	0,40	0,402
0,925	1,185	0,75	0,808	0,35	0,351
0,920	1,166	0,74	0,704	0,30	0,300
0,915	1,149	0,73	0,780	0,20	0,200
0,910	1,133	0,72	0,766	0,10	0,100
0,005	1,117	0,71	0,752	0,00	0,000

Wehranlage.

Das Wehrgefälle schwankt gewöhnlich zwischen 1,5 und 3,0 m, auch mit Rücksicht auf die Bauart der Wehre.

Die Wehranlage mufs folgende Anforderungen erfüllen:

Das Hochwasser mufs ohne nachteiligen Aufstau abfliefsen.

Bei geöffnetem Wehr mufs der Schiffsdurchlafs auch beim höchsten schiffbaren Wasserstande ohne Gefahr befahrbar sein.

Wegen der Geschiebeabfuhr mufs gewöhnlich ein Teil des Wehrrückens in Höhe der Flufssohle gelegt werden.

Die beweglichen Teile müssen selbst beim höchsten Stau noch leicht zu bedienen, auch rasch zu beseitigen und wieder aufzustellen sein; sie müssen unempfindlich sein und auch bei mäfsigem Frost betriebsfähig bleiben.

Schliefslich mufs das Wehr so dicht sein, dafs es auch bei geringstem Wasserzuflufs den Stau halten läfst.

Bauweise. Die Endpfeiler aller Wehre müssen tief ins Ufer einbinden und gegen Hinterspülung gesichert sein (Flügelspundwände). Mittelpfeiler sind zur Verminderung der Stauwirkung bei HW so schwach als möglich zu halten und mit scharfen Vorköpfen zu versehen. Der Wehrkörper ist aufser bei Felsuntergrund durch kräftige Spundwände vor Unterspülung zu schützen. Unterhalb Sohlensicherung durch schwere Steine, Packwerk, auch hölzerne Sturzböden; Länge nach Gefälle und Bauart. Die Herstellung erfolgt häufig in mehreren Baujahren, um jeweilig nur einen Teil des Wasserlaufes zu sperren.

Feste Wehre allein werden selten, nur in tief eingeschnittenen Flufsbetten angewendet, da sie den Hochwasserstand zu stark heben; öfter in Verbindung mit beweglichen Wehren, wo sie bei schnell

steigendem Hochwasser als Sicherheitsauslafs dienen. Der Rücken (Krone) fester Wehre liegt dicht unter dem Stauspiegel, gewöhnlich senkrecht zum Stromstrich; geradlinig oder in nach unten hohlen Bogen (Verminderung des Angriffs auf die Ufer). Das Flufsbett mufs häufig verbreitert werden.

Am meisten angewendet werden **bewegliche Wehre***) von solchen Abmessungen, dafs bei HW nur ein unbedeutender Aufstau eintritt Der eine Teil, der Schiffsdurchlafs, wird mit seiner Schwelle in Höhe der seichten Stellen des Fahrwassers gelegt; er erhält eine möglichst grofse Breite, wenigstens 3 Schiffsbreiten. Der andere, das Flutwehr, wird im Rücken so niedrig gelegt, als es die Bedienung der beweglichen Teile gestattet, gewöhnlich etwa in Höhe des ungestauten Niedrigwasserspiegels; bei kleinen Flüssen wohl der Einfachheit halber in der Höhe des Schiffsdurchlasses.

Gebräuchliche Arten der beweglichen Wehre sind:

die Schützenwehre,	die Klappenwehre,
die Nadelwehre,	die Trommelwehre,
die Wehre mit Schütz- oder Rolltafeln vor Nadelwehrböcken,	die Walzenwehre,
	die Segmentwehre.

Die **Schützenwehre** bestehen aus den Schütztafeln aus Holz oder Eisen, die sich gegen Pfeiler oder Böcke oder feste oder bewegliche Griesständer lehnen; bei hohen Gefällen mehrere Schütztafeln übereinander; die Griesständer stützen sich oben gegen die Wehrbrücke, unten gegen den Wehrrücken. Feste Griesständer hindern Eisgang und Hochwasserabflufs stark, bewegliche verteuern das Wehr sehr. Letztere werden entweder lotrecht gehoben oder um das obere Lager gedreht, selten auf die Wehrsohle niedergelegt.

Schützenwehre haben folgende Vorzüge:

Unempfindlichkeit gegen Stöfse und Eis, Zugänglichkeit aller beweglichen Teile, bei geöffnetem Wehr sind keine beweglichen Teile unter Wasser, Ueberströmung der Schütztafeln ist möglich und unschädlich, leichte Regelung des Staues, auch Ueberhöhung des Staues durch Aufsatzbretter, grofse Dichtigkeit, Verwendbarkeit bei hohen Gefällen (bis über 4 m) und für grofse Einzelöffnungen, Erhaltung des Staues auch bei Frost und Wiederherstellung auch bei starker Strömung; Benutzung der Arbeitsbrücke für den öffentlichen Verkehr.

Nachteile der Schützenwehre sind: die Behinderung des Eisganges und des Hochwasserabflusses und die Kostspieligkeit.

Nadelwehre sind die z. Z. am meisten gebräuchlichen beweglichen Wehre für Flufskanalisierungen. Sie bestehen aus einzelnen trapezförmigen Nadelböcken, die bei Hochwasser auf den Wehrrücken mittels Gelenke an ihren beiden Fufspunkten einer nach dem anderen umgeklappt werden können. Das flufsaufwärts befindliche Lager ist zu verankern. Jeder Bock hängt durch Ketten zum Aufrichten und Niederlegen mit dem folgenden zusammen. Aufgerichtet tragen die Böcke eine leichte Arbeitsbrücke, die die Böcke in der Richtung quer zum Flufs versteift, und eine Nadellehne. Die Nadeln, aus Holz, selten aus Stahlrohr, vierkantig, rund oder sechskantig, stützen sich oben

*) Zentralbl. Bauv. 1908 S. 304. — Z. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1908 S. 657.

gegen diese Lehne, unten gegen einen Anschlag im Wehrrücken (zuweilen auch gegen die Oberkante von Schützttafeln) und haben meist einen Haken, mittels dessen sie, ausgehoben, um die Lehne frei schwingen. Bei gröfseren Breiten sind Zwischenpfeiler erforderlich, in denen je ein benachbarter Bock beim Niederlegen Platz findet, ebenso wie in einem Endpfeiler.

Ihre Vorzüge bestehen gegenüber den Klappenwehren in ihrer Betriebssicherheit, Einfachheit und Billigkeit. Der Wasserstand ist leicht zu regeln und der Wasserabflufs auf die ganze Flufsbreite zu verteilen; auch kann man eine vorübergehende Erhöhung des Stauspiegels leicht vornehmen.

Mängel der Nadelwehre sind: Der Stau mufs bei Frost beseitigt werden. Das Oeffnen und Schliefsen des Wehres beansprucht viel Zeit; bei plötzlicher Freigabe einer ganzen Oeffnung durch Ausschwenken der Nadellehne ist starke Sohlbefestigung auf lange Strecke nötig. Die starken langen Nadeln für grofse Gefälle sind schwer zu handhaben. Die Dichtigkeit läfst zu wünschen übrig, sofern nicht die Fugen zwischen den Nadeln besonders mit Kohlenasche u. dgl. gedichtet werden. Die Arbeitsbrücke darf nicht überflutet werden.

Die **Wehre mit Schütz- oder Rolltafeln** vor Nadelwehrböcken vereinigen die meisten Vorzüge beider Wehrarten, sind aber in Deutschland noch nicht angewendet. Ein Nachteil ist, dafs sie wenigstens 2 Mann zur Bedienung brauchen. Rolltafeln sind sehr teuer und empfindlich.

Klappenwehre werden am meisten für Schiffsdurchlässe gebraucht. Die Klappen tragen oberhalb des Druckmittelpunktes das Gelenk der Stütze und auf der oberen Klappe meist kleine Hülfsklappen zur Regelung des Staues. Die Klappenwehre sind nicht voll betriebsicher, auch gefährlich zu bedienen.

Trommelwehre werden bei Schiffsdurchlässen und Flofsgerinnen angewendet. Sie erfordern tiefe Gründung und sind nur für mäfsige Gefälle brauchbar.

Segmentwehre gestatten, grofse Oeffnungen bei hohen Gefällen ohne Zwischenstützen zu verschliefsen, bequeme Regelung des Staues bei jedem Wasserstande, sind gegen Frost unempfindlich, alle beweglichen Teile können über Wasser gelegt werden, Gewicht gering. Lager und Pfeiler werden stark belastet. Segment über Spiegel zu heben oder in einen Absatz der Wehrsohle zu versenken.

Walzenwehre bestehen aus Blechzylindern — mit oder ohne Ansatzstücke —, die den Verschlufskörper bilden und mit Ketten auf den seitlichen Rollbahnen auf und nieder bewegt werden. An den Stirnenden sind Zahnkränze, die in Zahnstangen auf den Pfeilern eingreifen, zur Geradführung angeordnet.

Die Vorzüge der Walzenwehre bestehen in der einfachen Bauart, der Möglichkeit, grofse Oeffnungen ohne Zwischenstützen und hohe Gefälle zu überwinden, in der Unempfindlichkeit gegen Eis und dem schnellen Oeffnen und Schliefsen bei jedem Wasserstande.

Als Nachteil stehen dem die Kosten entgegen, die höher sind als bei Nadelwehren.

Schleusenanlagen.

Flufsschleusen weichen in einzelnen Punkten von den Kanalschleusen ab.

Da der Wasserverbrauch meist keine Rolle spielt, so werden häufig geböschte Kammerwände und gröfsere Länge der Kammer angeordnet (Schleppzugschleusen, auch mit Mitteltoren für Einzelschiffe).

Wegen der wechselnden Wasserstände werden Wände und Tore über den höchsten Wasserstand, bei dem noch geschleust wird, um etwa 0,5 m emporgeführt; gänzlich hochwasserfreie Lage ist nicht erforderlich. Der Oberdrempel wird 0,5 bis 1,0 m tiefer, als der höchste schiffbare Wasserstand erfordert, gelegt, um auch bei gesenktem Oberwasser noch schleusen zu können; der Unterdrempel und der Kammerboden werden mit Rücksicht auf etwaige spätere Vertiefung der Flufsstrecke zweckmäfsig etwa 0,5 m unter die planmäfsige Sohltiefe gelegt, wodurch auch die Bewegungen der Schiffe in der Schleuse erleichtert werden (betr. der Bauart im einzelnen vgl. Schiffsschleusen S. 536).

Die **Lage der Schleusen** ist entweder dicht neben dem Wehr im Flufsbett, wenn hierfür genügende Breite vorhanden ist (z. B. an der Fulda), oder in einem kurzen Seitenkanal, der durch eine Erdzunge vom Wehr getrennt ist (z. B. an der Oder).

Zwischen dem Wehr und der Schleuse ist ein Trennungsdamm oder ein Leitwerk zum Schutze der einfahrenden Schiffe zu errichten. Erwünscht sind Schleusenkanäle von solcher Länge, dafs etwa vier Schiffe liegen können; an die Schleusen sollen sich gerade Strecken von 100 bis 200 m Länge anschliefsen; bei der Ausmündung ist auf die Versandungsgefahr besonders zu achten. Auch ist auf die Anlage von Schleppzugschleusen und zweiten Schleusen Rücksicht zu nehmen.

Die Schleusen können auch am unteren Ende von längeren Schleusenkanälen angelegt werden, um Stromschnellen und Krümmungen zu umgehen. Das Wehr liegt dann kurz unterhalb der oberen Abzweigung des Schleusenkanals und erhält ein dem Flufsgefälle entsprechend geringeres Gefälle als die Schleuse.

Solche Schleusenkanäle bilden den Uebergang zu eigentlichen **Seitenkanälen.** Diese werden angeordnet zur Umgehung von Schiffahrthindernissen, zur Abkürzung des Schiffahrtweges bei stark Geschiebe führenden Flüssen und bei Flüssen mit sehr starkem Gefälle, mit wenig Wasser, niedrigen Uferländereien und zur Umgehung von See- und Flufsstrecken, die für Binnenschiffe zu gefährlich zu befahren sind. Nebenbei dienen sie häufig noch der Hochwasserabführung, wofür bei gröfserer Wassermenge besondere Freiarchen anzulegen sind. Oberhaupt und Tore sind hochwasserfrei zu legen und durch Dämme ans hohe Land anzuschliefsen; auch sind Dämme längs des Kanals nötig.

Flufshäfen.*)

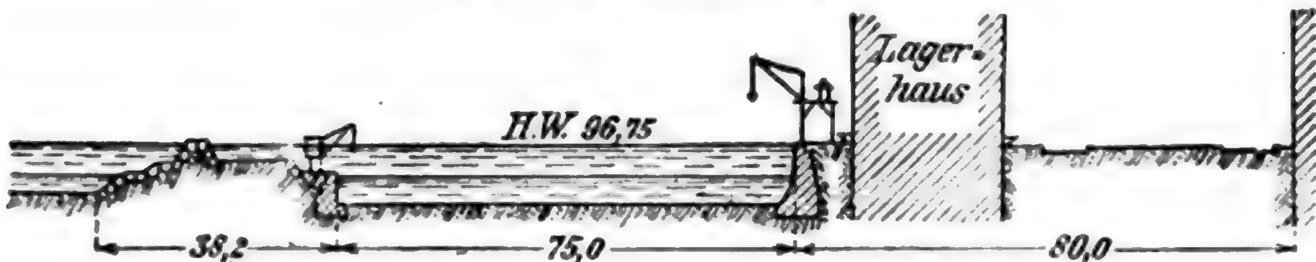
Es sind Handelshäfen und Schutzhäfen zu unterscheiden; aufserdem Flofshäfen.

*) Kanalisierung des Mains und die Hafenanlagen bei Frankfurt, Wochenbl. f. Baukunde 1886. — Weichselhäfen bei Brahemünde, Garbe, Z. Bauwesen 1888. — Die Breslauer Hafenanlage, Scheck, Zentralbl. Bauv. 1897. — Der Stadthafen zu

Flufshäfen müssen Schutz vor Eisgang und kräftiger Strömung gewähren und die nötige Tiefe und bequemen Zugang vom Flufs haben; Handelshäfen müssen aufserdem dem Verkehrsbedürfnis genügen und Vorkehrungen zum Güterumschlag erhalten.

Hafendämme hochwasserfrei; Böschungsneigung aufsen 2- bis 3-fach, innen 1- bis 2-fach. Befestigung je nach Stromangriff, Kopf meist gepflastert, zuweilen mit Bohlwerk versehen, um die nutzbare Breite der Hafeneinfahrt zu vergröfsern. Einfahrt stromab gerichtet, Winkel 20° bis 60°, nur bei Flofshäfen stromauf; meist am unteren Ende, zuweilen in der Mitte; bei Flofshäfen meist am oberen Ende, aufserdem zuweilen eine Ausfahrt am unteren Ende. Geringstes Mafs der Einfahrtbreite ist 3- bis 4-fache Schiffbreite. Obere Hafenausfahrten mit Schleuse kommen zuweilen an Nebenflufsmündungen vor. Lage der Einfahrt am besten am einbuchtenden Ufer, wo die Tiefe am gröfsten. Gestalt gewöhnlich durch die Geländeverhältnisse gegeben, sonst am besten kanalartig mit möglichst geraden Ufern;

Abb. 27. Hafen Frankfurt a. M.



nur schwache Krümmungen können von Kranen anstandslos durchfahren werden. Bei gröfseren Anlagen mit mehreren Becken nebeneinander, die durch „Zungen" getrennt sind. Schutzhäfen (Winterhäfen) am besten so, dafs die Fahrzeuge mit dem Steven zum Ufer gerichtet liegen können; aufserdem noch Raum zum Ein- und Ausfahren; sonst Gröfse nach Bedarf. Nutzbarmachung für Verkehr ist anzustreben. Wassertiefe für Handelshäfen so, dafs bei niedrigstem Wasserstande voll beladene Fahrzeuge im Hafen verkehren können; wegen Aufhöhung der Sohle bei Neuanlage Uebertiefe. Manchmal volle Tiefe nur vor den Kaimauern. Uferbefestigung bei Schutzhäfen mit Rasen, bei Handelshäfen, je nach Art des Verkehrs, mit Pflaster, Betondecke, Bohlwerk, Ufermauern und Ausstattung mit Festmachevorrichtungen, Treppen, Leitern, Rampen, Ladestrafsen, Gleisen, Kranen, Verladebrücken, Rutschen, Versturzvorrichtungen, Lagerplätzen,

---

Breslau, Allg. Bauz. 1903. — Werft- und Uferbauten der neuen Hafenanlage zu Köln, Krecke, Z. Arch. u. Ing.-Wes. 1898. — Kanalisation der Oder, Mohr, Z. Bauwesen 1896. — Der neue Hafen bei Strafsburg, Ehlers, Zentralbl. Bauv. 1891. — Strafsburger Rheinhafenanlagen, Das Schiff 1901. — Der Bau des neuen Verkehrs- und Winterhafens in Dresden, Grosch, Z. Arch. u. Ing.-Wes. 1897. — Rheinauhafen bei Mannheim, Z. d. V. d. I. 1897. — Der Industriehafen Mannheim, Das Schiff 1907, Deutsche Bauz. 1907. — Der Rheinhafen Krefeld, Zentralbl. Bauv. 1906. — Der Hafen von Dortmund, Denkschrift von G. H. Schmidt. — Der Hafen Walsum, Z. Bauwesen 1906. — Deutschlands See- und Binnenhäfen, Das Schiff 1903. — Eisenlohr, Industriehäfen, Z. f. Binnenschiff. 1903. — Krause, Berliner Hafen- und Speicheranlagen, Das Schiff 1906. — Eger, Berliner Wasserstrafsen und Verkehr, Zentralbl. Bauv. 1908. — Hafen in Celle, Das Schiff 1907. — Weserhafen von Rinteln, Zentralbl. Bauv. 1902. — Die Duisburg-Ruhrorter Häfen, Denkschrift von Ottmann.

Schuppen, Speichern, Trinkwasser, Beleuchtung, Kraftleitungen u. dgl. Je nach Menge und Art der ankommenden und abgehenden Güter, ihrer Beförderung auf dem Lande, ihrer Lagerung am Hafen usf. sind die Anforderungen sehr verschieden (vgl. II. Bd. Kanalhäfen u. Hebezeuge, Förder- u. Lagermittel).

Für die Bemessung der Größe von Handelshäfen ist der jährliche Güterumsatz zu ermitteln, der den Wasserweg benutzt; ferner die Art der Verteilung des Verkehrs auf das Jahr und die Dauer der Schiffahrt. Nach der Art des Umschlags richtet sich die Lösch- und Lade-

Abb. 38. Hafen Dresden (Friedrichstadt).

Nordkai
Zungenkai
Südkai

Abb. 39. Hafen Dresden (Friedrichstadt).

zeit. Hiernach kann die Zahl der Schiffe und die Uferlänge (Vielfaches der Schiffslänge) geschätzt werden. Auf Erweiterungsfähigkeit ist Bedacht zu nehmen. Flußhäfen mit etwa 1/3 der Flußfläche als Spielraum für Bewegung. — Für Freiladeverkehr eines Ufers Tiefe des Hafengeländes etwa 25 m; bei Speicheranlagen 40 bis 80 m, bei zwei Reihen Gebäude etwa 120 m (Schuppentiefe = 15 bis 30 m, Schuppen zuweilen mit Keller und 1 bis 2 Geschossen), bei Lagerplätzen etwa 100 m, für Kohlen und Erze mehr; bei Fabrikanlagen 100 bis 200 m. Bei Eisenbahnanschluß womöglich 2 Gleise am Ufer mit Weichenverbindung. Auf 1 qm können 0,4 t Holz, 1,5 t Kohlen,

3 t Roheisen gelagert werden. Belastungsannahme gewöhnlich 1,2 bis 1,8 t/qm; Raddruck auf Kaimauer von 3 t-Kranen mit 11 m Ausladung, 10 m Spannweite und 4,6 m Radstand bei ungünstigster Laststellung rd. 21 t. Auf Zungen gewöhnlich zwei Reihen Lagerplätze mit Fahrweg in der Mitte. Bei lebhaftem Verkehr lassen sich auf 1 m Kailänge im Jahre umschlagen:

bis 600 t grobe Massengüter (Kohle),
„ 300 t gemischte Güter (Sackware, Speichergüter);

in Kosel	mit Kippern	688	t/m im Jahre,
„ Ruhrort	„ „	584	„ „ „ ,
„ Berlin	„ „	290	„ „ „ ,
„ Magdeburg	„ „	241	„ „ „ ,
„ Mainz	„ „	159	„ „ „ .

Die Verladeeinrichtungen müssen für den gröfsten Tagesverkehr der Ladestelle eingerichtet sein (kurze Liege- und Ladefristen).

Elevatoren für Kornfrucht leisten	20	bis	60	t/st,
Krane für Massengüter				
(Selbstgreifer usw.) bei 1,5 t Tragfähigkeit . .	10	„	20	„ ,
dsgl. „ 2,0 t „ . .			30	„ ,
Rutschen und Trichter zum Einladen	10	„	30	„ ,
Brückenkrane mit Laufkatzen zum Bestreichen				
grofser Lagerplätze bei 3 bis 7 t Tragfähigkeit	50	„	80	„ .

Krane (1,5 bis 5 t) werden fahrbar gemacht, um die Schiffe festliegen lassen zu können, nur einzelne Krane für schwere Einzellasten (bis 30 t) feststehend.

Häufig werden besondere Hafenbahnhöfe nötig für die Verschubarbeiten. Gleichartiger Verkehr wird in einzelne Becken zusammengelegt; Petroleum erhält besondere Hafenbecken mit Verschlufsponton, ebenso bei gröfseren Anlagen Kaufmannsgut. Auch Zollhäfen werden abgetrennt.

Die Höhenlage richtet sich nach den Wasserstandverhältnissen des Flusses; aufserdem spricht die Unterbringung des Bodens aus dem Hafen mit. Rohstoffe, wie Steine, Erze, Kohlen, brauchen nicht völlig hochwasserfrei zu lagern; 0,5 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstand genügen. Schuppen und Speicher müssen hochwasserfrei liegen. Tiefladekais sind für den Verkehr bequem und billig. Wenn der Wasserstand wenig wechselt, wie bei kanalisierten Flüssen, sind 2,0 m über dem gewöhnlichen Wasserstand angemessen. Breite der Becken mindestens 4 Kahnbreiten mit Spielräumen von etwa je 2 m in der Sohle, bei längeren Becken mindestens 5; mehr erwünscht; bei Handentladung (Ziegeln) stevenrechte Lage oft bevorzugt. Wendeplätze oder Spitzkehren.

Flöfserei.

Entweder werden die Hölzer in einzelnen Stücken vom Wasser talabwärts geführt (Triften) und am Bestimmungsort mittels Triftrechen aufgefangen, oder es werden zusammenhängende Flöfse gebunden und von der Bemannung, auch wohl mit Hülfe eines Dampfers zu Tal geführt. Mitunter erhalten Flöfse auch noch Auflast von nicht schwimm-

fähigem Holz u. dgl. Zum Steuern dienen Streichruder an beiden Enden, zum Bremsen und Festlegen meist Schrickpfähle, die in dem Fluſs in den Grund getrieben werden, daneben auch Taue und Anker. Bretterflöſse brauchen mindestens 0,25 m Tiefe, 0,6 bis 0,9 m ist die zweckmäſsigste Tiefe für Balken- und Stammflöſse.

Stauwerke werden durch Floſsgassen umgangen, die entweder stets offen sind und dann viel Wasser verbrauchen oder mit Fächer-, Segment- oder Schützenverschlüssen versehen sind. Die Floſsgassen erhalten Gefälle von 4 bis 1 %. Auch lange Kammerschleusen werden für die Flöſserei nutzbar gemacht.

II. Kanalbau.*)

Binnenschiffahrtkanäle.

Binnenschiffahrtkanäle dienen auſser der Binnenschiffahrt vielfach auch der Flöſserei, der Ent- und der Bewässerung. Hiernach richtet sich Gefälle, Spiegelhöhe und Querschnitt. Dem Gelände nach sind zu unterscheiden: Niederungskanäle mit geringen Höhenunterschieden, Seitenkanäle in der Talsohle neben dem Wasserlauf und Scheitelkanäle, die eine Wasserscheide überschreiten.

Betriebsarten der Binnenschiffahrt. Es kommen vor als Fortbewegungsarten: das Schieben mit Stangen, das Segeln, das Treideln vom Ufer mit Menschen, Pferden oder Lokomotiven, das Schleppen durch Schleppboote (betrieben mit Dampf, Sauggas, Petroleum u. dgl., Akkumulatoren, elektr. Kraftentnahme vom Ufer) oder Dampfkähne und der Frachtdampferverkehr. Die Tauerei (Kettenschiffahrt) wird nur vereinzelt (in Tunnelstrecken) angewendet, ebenso Treibseilbetrieb, Fahrzeuge entweder einzeln oder in Schleppzüge vereinigt.

Schiffswiderstand in Kanälen und Flüssen (I. Bd. S. 323 ff. und Krey, Fahrt der Schiffe auf beschränktem Wasser. Berlin 1913).

Fahrgeschwindigkeiten

auf dem Mittelrhein

Schnelldampfer zu Tal	6,5 m/sk	= 23,4 km/st,
„ „ Berg	4,2 „	= 15,2 „ ,
gewöhnliche Personendampfer zu Tal	5,5 „	= 19,8 „ ,
„ „ „ Berg	3,5 „	= 12,6 „ ,
Güterboote zu Berg . . i. M.	2,2 bis 2,8 m/sk	= 8 bis 10 „ ,
„ „ Tal . . . „ „	2,8 „ 4,2 „	= 10 „ 15 „ ,
Schleppzüge zu Berg	1,3 „ 1,4 „	= 4,8 „ 5 „ ,
leere „ „ Tal	4,2 „ 5,0 „	rd. 15,2 „ 18 „ ;

auf dem Dortmund-Ems-Kanal ist zulässig

bei 1.75 m Tiefgang . . .	1,4 m/sk	= 5 km/st,
„ 2,0 „ „ . . .	1,1 „	= 4 „ ,

---

*) H. d. I.-W. 1906 Bd. 5. — H. d. B. 1890, III. 2. Wasserbau. — Tolkmitt, Grundlagen der Wasserbaukunst. 2. Aufl. Herausgegeben von J. F. Bubendey. 1907. Berlin. Wilhelm Ernst & Sohn.

auf dem Grofsschiffahrtweg Berlin—Stettin
bei 1,75 m Tiefgang bis . . . . 4 km/st,
leere Schleppkähne und freifahrende Dampfer 6 „ ,

auf kleinen Kanälen bei Treidelbetrieb (oder Schieben mit Stangen)
durch Menschenkraft $v = 0{,}3$ bis 0,4 m/sk,
„ Pferde $v = 0{,}5$ „ 0,75 „ .

Der Widerstand von Schleppzügen ist im allgemeinen etwa der Summe der Widerstände der Einzelfahrzeuge gleich; bei kurzer Kupplung und in gerader Fahrt wohl etwas geringer, in Krümmungen aber etwas gröfser. Beim Schleppen vom Ufer ist der Widerstand etwa 10 % geringer als mit Schleppdampfer.

Vorarbeiten.

Die **wirtschaftlichen Vorarbeiten** haben sich auf den bestehenden Gesamtgüterverkehr und den dem Kanal voraussichtlich zufallenden Anteil davon sowie auf den vom Kanal erweckten Verkehr zu erstrecken (vgl. Sympher, Wasserwirtschaftl. Vorarbeiten; Block, Zentralbl. Bauv. 1908 S. 237; Sympher, Z. Bauwesen 1907 S. 557.

Die Gesamtschiffahrtkosten setzen sich aus den eigentlichen Schiffahrtkosten (Verzinsung, Unterhaltung und Abschreibung der Schiffe, Betriebskosten, wie Löhne, Kohlen, Schmiermittel u. dgl.), den Nebenkosten (Hafen- und Versicherungsgebühren, Kosten für Löschen und Laden, Umladen u. dgl.) und den Abgaben (zur Unterhaltung des Kanals, zur Verzinsung und Abschreibung des Anlagekapitals u. dgl.) zusammen. Die eigentlichen Schiffahrtkosten sind teils Liegekosten, die jederzeit entstehen, teils Streckenkosten, die nur durch die Fahrt entstehen. Zu unterscheiden sind Flufs- und Kanalschiffahrtkosten. Die Kosten werden auf Tarifkilometer bezogen, wobei den wirklich durchfahrenen Kanallängen für die Aufenthalte an Schleusen usw. eine entsprechende Strecke zuzurechnen ist, z. B. bei 5 km/st Fahrgeschwindigkeit nach Sympher

Art der Schleuse	Schiffahrtbetrieb	Aufenthalt min	Streckenzuschlag km
Einzelschleuse	Einzelschiff	30	2,5
„	Schleppzug aus 2 Lastschiffen und 1 Dampfer	95	8
„	Schleppzug aus 2 Lastschiffen	72	6
Schleppzugschleuse	1 Schleppzug	43	4

Die Abgaben werden nach wirklichen Kanalkilometern, Schleusungen u. dgl. berechnet; die Kosten sind von der Betriebsart (Tagbetrieb, Tag- und Nachtbetrieb), der jährlichen Betriebszeit
im Rhein-Elbe-Gebiet 10 Monate = 270 Betriebstage,
Oder-Gebiet 9 „ = 250 „ ,
Weichsel-Gebiet $8^1/_2$ „ = 230 „
und der Schiffsgröfse abhängig.

Für grobe Massengüter beispielsweise, unter der Voraussetzung, dafs Schiffzüge von 1 Schleppdampfer und 2 Lastkähnen mit voller Ladung in einer Richtung, $^1/_5$ Ladung für die Rückfahrt verkehren, bei 5 km/st

Fahrgeschwindigkeit auf freier Strecke ohne Kreuzungen, bei 100 km bzw. 60 km Tagesleistung bei 24stündiger bzw. 13stündiger Arbeitszeit ergeben sich (nach Sympher, Wasserwirtschaftliche Vorarbeiten, 1901) folgende Schiffahrtkosten (ohne Nebenkosten und Abgaben):

Anzahl der Betriebstage	Durchschnittl. Schiffahrtkosten für 1 Tarif-Tonnenkilometer bei Schiffen mit einer Tragfähigkeit von 150 t	200 t	300 t	400 t	600 t
	in Pfennigen				
1. 270 Tage:					
a) Tag- und Nachtbetrieb	$\frac{150}{n} + 0{,}79$	$\frac{125}{n} + 0{,}63$	$\frac{100}{n} + 0{,}48$	$\frac{90}{n} + 0{,}41$	$\frac{90}{n} + 0{,}30$
b) Tagbetrieb	$\frac{105}{n} + 0{,}77$	$\frac{90}{n} + 0{,}62$	$\frac{70}{n} + 0{,}47$	$\frac{70}{n} + 0{,}40$	$\frac{70}{n} + 0{,}33$
250 Tage:					
a) Tag- und Nachtbetrieb	$\frac{160}{n} + 0{,}84$	$\frac{135}{n} + 0{,}67$	$\frac{110}{n} + 0{,}49$	$\frac{100}{n} + 0{,}42$	$\frac{90}{n} + 0{,}32$
b) Tagbetrieb	$\frac{115}{n} + 0{,}79$	$\frac{95}{n} + 0{,}66$	$\frac{75}{n} + 0{,}51$	$\frac{75}{n} + 0{,}44$	$\frac{75}{n} + 0{,}37$
3. 280 Tage:					
a) Tag- und Nachtbetrieb	$\frac{180}{n} + 0{,}87$	$\frac{150}{n} + 0{,}69$	$\frac{120}{n} + 0{,}53$	$\frac{105}{n} + 0{,}46$	$\frac{95}{n} + 0{,}37$
b) Tagbetrieb	$\frac{130}{n} + 0{,}86$	$\frac{105}{n} + 0{,}71$	$\frac{80}{n} + 0{,}53$	$\frac{80}{n} + 0{,}47$	$\frac{80}{n} + 0{,}39$

n = Anzahl der auf der Fahrt zurückgelegten Tarifkilometer.

Die Nebenkosten sind nach folgenden Durchschnittsätzen anzunehmen:

Hafengebühren 2 × 15 Pf/t	30 Pf/t,
Umladen von der Eisenbahn ins Schiff . . .	10 „ ,
„ vom Schiff in die Eisenbahn bei großen Mengen gröbster Güter mit oder ohne besondere Vorrichtungen	22 bis 40 „ ,
„ bei kleinen Mengen besserer Güter .	100 „ .

Versicherungsgebühr durchschnittlich 5 ‰ des Wertes.

Die Abgaben müssen die Verzinsung, Unterhaltung und Abschreibung des Anlagekapitals decken und sind je nach dem Werte der Waren abzustufen.

Sympher schlägt folgende Abgabe vor:

	für 600 t-Schiffe	für 400 t-Schiffe
Güterklasse A (Stückgüter)	2,00 Pf/tkm	1,20 bis 1,6 Pf/tkm
I	1,00 „	0,60 „ 0,8 „
II	0,75 „	0,45 „ 0,6 „
III	0,50 „	0,3 „
B (Ausnahmetarif)	0,25 „	0,15 „

Hiernach ist zu berechnen, welche Güter voraussichtlich auf den Kanal übergehen werden.

In Aussicht genommen sind für das westliche Kanalnetz Preußens fünf Güterklassen mit nachstehenden Schiffahrtabgaben:

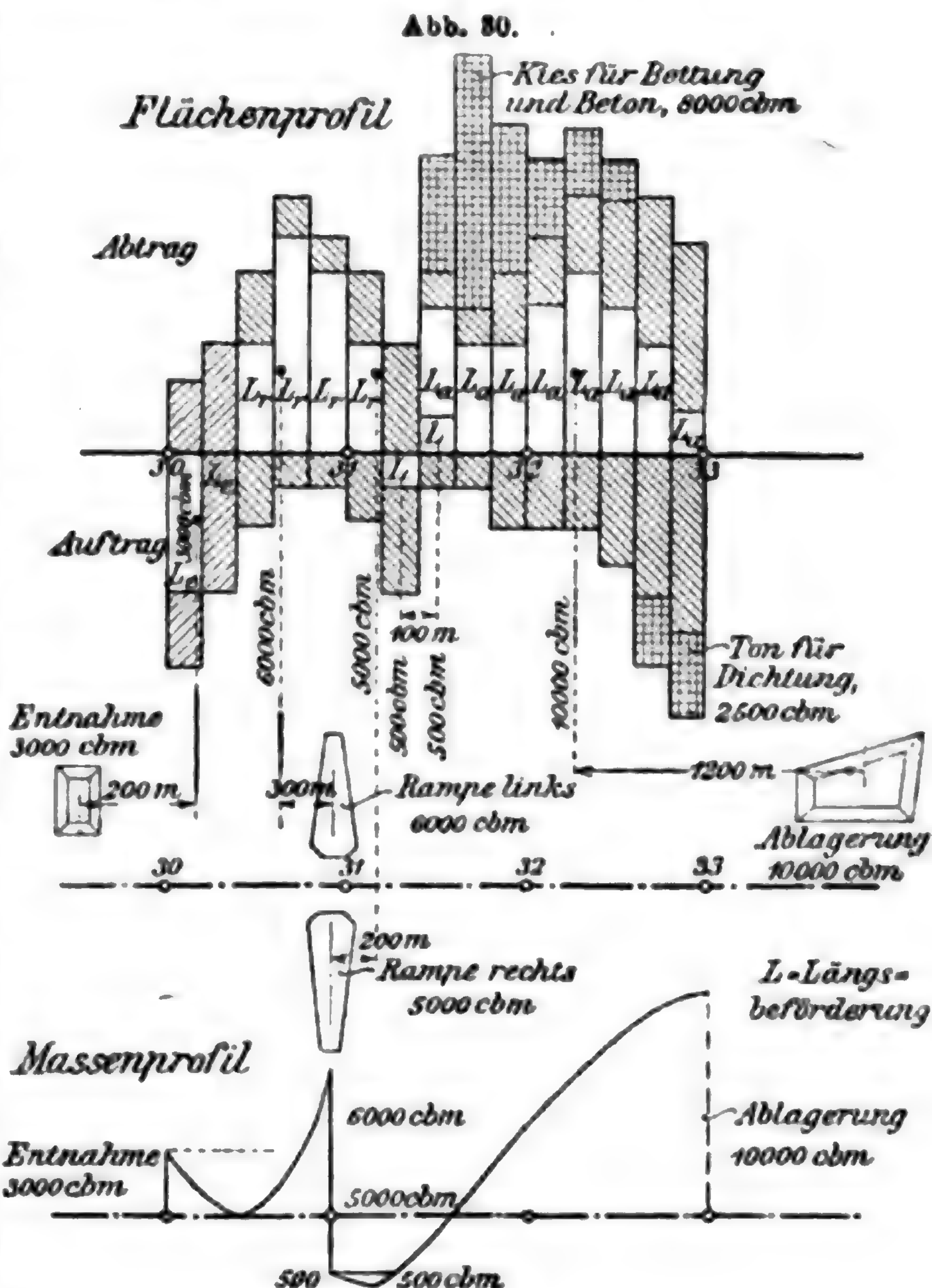
1. Klasse: Getreide, Stückgüter, Mühlenfabrikate, Kolonialwaren, Petroleum, Maschinen, Instrumente.
2. „ Eisen und Stahl in Stangen, Blechen, Platten, Fassoneisen, grobe Gufswaren, Schienen, Schwellen, Metalle, Säuren usw.
3. „ Roheisen, Hartholz, grobe Tonwaren.
4. „ Weichholz, Zellulose, Grubenholz, Kunststeine, Steinwaren, Zement.
5. „ Kohlen, Erze, Futter und Düngemittel, Abfälle, natürliche Steine.

	Klasse 1	Klasse 2	Klasse 3	Klasse 4	Klasse 5	
Auf dem Rhein-Herne-Kanal . .	2	1,75	1,50	1,25	1	Pf. für 1 t u. 1 km
Auf den übrigen Strecken. . .	1	0,875	0,75	0,625	0,5	
Auf dem Dortmund-Ems-Kanal .	0,35	0,275	0,20	0,125	0,05	

Schlepplohn nach dem Entwurf auf der Strecke Rhein-Herne 0,18 Pf. für t u. km, sonst 0,90 Pf. für t u. km.

Die **technischen Vorarbeiten** (vgl. Oppermann, Vorarbeiten für Schiffahrtkanäle, Leipzig 1895) bezwecken, auf Grund von genügend genauen Geländeaufnahmen, hydrometrischen und geologischen Untersuchungen diejenige Linie zu finden, die dem Verkehrsbedürfnis am besten entspricht und hinsichtlich der Bau- und Betriebskosten bauwürdig ist. Auf die Linienführung haben die Kanalspeisung, die Art der Schleusen oder Hebewerke, die Grundwasserverhältnisse (wegen Wasserverluste oder Speisung aus dem Grund-

Abb. 30.



wasser, Schädigung der Anlieger), die Bodenarten (Beschaffung von Lehm, Sand, Kies usw.) neben den auch bei Eisenbahn- und Strafsenlininienführungen mafsgeblichen Umständen Einflufs (vgl. Abschn. Eisenbahnwesen). Die Förmlichkeiten der Planfeststellung sind im allgemeinen die gleichen wie bei Eisenbahnbauten, ebenso die Ausführung der technischen Vorarbeiten.

Das Flächenprofil (vgl. Abschn. Eisenbahnwesen) wird in der Weise durchgebildet, dafs der Flächeninhalt des Querschnitts, soweit Abtrag nach oben, soweit Auftrag nach unten, im Mafsstab 1 qm = 1 mm von einer mit der Stationierung versehenen Geraden aufgetragen wird. Die Begrenzung der Flächen wird durch abgetreppte Linien gebildet. Von den die Abtragmassen darstellenden Flächen werden von der oberen Grenzlinie aus die zur Verwendung ungeeigneten Bodenmassen nach der Achse zu abgesetzt, sodann anschliefsend nach unten die für besondere Zwecke zu verwendenden Massen (Ton für Dichtungen, Kies für Bettungen). Von der unteren Begrenzung der Auftragmassen nach oben zu werden die Massen der für besondere Zwecke erforderlichen Bodensorten aufgetragen. Die so verbliebene Auftragmasse wird mit der verbliebenen Abtragmasse verglichen und ergibt den durch Längsbeförderung von anderer Stelle her auszugleichenden Fehlbetrag oder Ueberschufs bzw. Seitenentnahme oder Seitenablagerung (Abb. 30 S. 525). Uebrigens spielt bei dem meist maschinellen Betrieb der Erdarbeiten die Querbewegung des Bodens keine Rolle bei der Ausführung.

Für den Voranschlag sind die Beträge für die einzelnen Arbeiten etwa nach folgendem **Kostenüberschlag** zu berechnen:

1. Grunderwerb.

A. Ankauf der Grundstücke,
B. Wirtschaftserschwernisse,
C. Entschädigung für Nebenberechtigte,
D. Entschädigung für abzubrechende Gebäude u. dgl.,
E. Pacht für vorübergehende Benutzung,
F. Kosten der Leitung und Regelung des Grunderwerbs,
G. Unvorhergesehenes.

2. Erd- und Böschungsarbeiten.

A. Gangbarmachung und Rodungsarbeiten,
B. Gewinnung, Laden, Fortschaffen, Verbauen der Bodenmassen, einschliefslich Trockenhaltung der Arbeitsstelle,
C. Abgleichung der Böschung und Bekleidung mit Rasen,
D. Befestigung der Böschungen mit Pflaster, Futtermauern usw.,
E. Dichtungsarbeiten und Sohlbefestigung,
F. Unvorhergesehenes.

3. Bauwerke.

A. Schleusen und Wehre,
B. Seitenentwässerung in Wegen und Rampen,
C. Brücken von Wegen, Eisenbahnen und Wasserzügen über den Kanal,
D. Ueberführungen des Kanals über Wege, Eisenbahnen und Wasserzüge,
E. Kanaltunnel,
F. Einlässe,
G. Entlastungsvorrichtungen und Auslässe, soweit diese nicht mit Durchlässen und Dükern verbunden sind,
H. Sicherheitstore,
I. Unvorhergesehenes.

4. Nebenanlagen.

A. Befestigung der Leinpfade, Anlage für den mechanischen Schiffszug.
B. Verlegung von Wegen, einschliefslich Befestigung.
C. „ „ Eisenbahnen,
D. „ „ Wasserzügen,
E. Einfriedigungen.

5. Anlagen für die Verwaltung und den Betrieb.

A. Gebäude für die allgemeine und örtliche Verwaltung,
B. Gehöfte für Schleusenmeister, Hafenmeister, Bauwarte, Strommeister, Brückenwärter usw.,
C. Bauhöfe,
D. Kanalhäfen, soweit sie nicht von den Beteiligten hergestellt werden, sowie Beihülfen an solche,
E. Telegraphen- und Fernsprecheinrichtungen,
F. Sonstige für die Verwaltung und den Betrieb erforderliche Anlagen.

6. Speisungsanlagen.

A. Grunderwerb,
B. Erd- und Böschungsarbeiten,
C. Bauwerke und Maschinenanlagen,
D. Nebenanlagen (Wege- usw. Verlegungen und Neuanlagen, Einfriedigungen, Betriebsgebäude, Telegraphen- und Fernsprecheinrichtungen),
E. Kosten des Wassers und der Entschädigungen für Wasserentziehung,
F. Sonstiges.

7. Allgemeine Kosten.

Untersuchung der Baustoffe, Beschaffung der wissenschaftlichen und technischen Hülfsmittel, Baugeräte, Fahrzeuge u. dgl.

8. Unterhaltung während der Bauzeit.

9. Arbeiterschutzaufwendungen.

10. Bauleitung und Verwaltung.

A. Bezüge der Beamten und Angestellten,
B. Beschaffung von Geschäftsräumen und deren Ausrüstung,
C. Kosten der Vorarbeiten.

11. Insgemein.

Ausführung von Abweichungen vom ursprünglichen Entwurf; Preissteigerungen; Bekämpfung und Beseitigung der durch Naturereignisse herbeigeführten Beschädigungen; Kosten der Rechtsstreite (aufser denen beim Grunderwerb); Kosten besonderer Festlichkeiten; Verzinsung der Baugelder. Unvorhergesehenes.

Wasserbedarf von Kanälen.*)

Wasserverluste entstehen teils durch Verdunstung und Versickerung, teils durch Undichtigkeit an den Schleusen; der letztere Verlust gilt nur für die Scheitelhaltung, er kommt den unteren Haltungen als Speisung zugute. Zu den Wasserverlusten kommt der **Wasserverbrauch** der Schleusen, was zusammen den durch die Speisung zu deckenden **Wasserbedarf** ergibt.

Die Verdunstung während 6 Sommermonate ist im Mittel zu 4 mm täglich anzunehmen oder jährlich zu 720 mm; in Holland werden 900 mm geschätzt; an einzelnen heifsen Tagen 5 bis 6 mm; am Dortmund-Ems-Kanal bis 7,5 mm beobachtet; für den Ems-Weser-Kanal sind 11 mm im äufsersten Fall in Ansatz gebracht. Die Versickerung

*) Z. f. Binnensch. 1901 S. 234. — Zentralbl. Bauv. 1904 S. 170 u. 244. — Z. Bauwesen 1901 S. 439. — Zentralbl. Bauv. 1909 S. 122 u. 264. — Z Bauwesen 1913 S. 466. — Zentralbl. Bauv. 1913 S. 455.

ist aufserordentlich verschieden nach Boden, Dichtung, Höhenlage zum Grundwasser, Breite und Wassertiefe des Kanals; statt der Versickerung kann bei hohem Grundwasserstand auch eine Speisung eintreten. Im Durchschnitt langer Strecken sind beim Dortmund-Ems-Kanal 12 l/sk für 1 km für Verdunstung und Versickerung angenommen, beim Ems-Weser-Kanal rd. 16 l/sk für 1 km für zweischiffige Strecken (entsprechend 45 mm Höhenverlust, wovon 34 mm auf Versickerung gerechnet sind), für einschiffige Strecken sind 12 l/sk gerechnet. An einer gut gedichteten Versuchsstrecke sind 2 bis 5 l/sk für 1 km Gesamtverlust beobachtet worden. Am Grofsschiffahrtweg Berlin—Stettin sind in der gedichteten Strecke 13 mm Versickerung täglich gerechnet, 4 mm Verdunstung in den heifsen Monaten, 2 mm im Jahresdurchschnitt und 100 l/sk für Undichtigkeit der Schleusentore. Beim Rhein-Herne-Kanal sind 13 l/km Versickerung beobachtet in einer Versuchsstrecke in reinem feinen Sande. An 10 m breiten französischen Kanälen sind bei 1,6 m Wassertiefe 4,6 bis 20,9 l/sk für 1 km beobachtet; bei 2,0 m Wassertiefe 11,6 bis 20 l/sk und km. Die Versickerung ist in den ersten Jahren des Kanalbetriebes, namentlich nach der ersten Füllung, wesentlich gröfser als später; am Rhein-Marne-Kanal haben sie nach dem Einlassen des Wassers das 2- bis 3fache, während der ersten Monate etwa das 1,5fache der späteren dauernden betragen.

Die Undichtigkeiten der Schleusen hängen wesentlich von der Bauart der Tore und Umläufe ab. Für den Ems-Weser-Kanal sind 5 l/sk für 1 m Schleusengefälle gerechnet. Durch Heber statt der Umläufe von der Schleusenkammer nach dem Ober- und Unterwasser, Hubtore usw. statt der meist gebräuchlichen Stemmtore lassen sich die Verluste an Schleusen herabsetzen.

Wasserverbrauch durch Schleusungen. Bezeichnet

M den Inhalt einer Schleusenfüllung ohne Schiff in cbm,
m die Anzahl der täglich verkehrenden Schiffe,
n die Anzahl der täglichen Schleusungen,
b die Wasserverdrängung eines bergwärts fahrenden Schiffes in cbm,
t die eines talwärts fahrenden in cbm,
V den Wasserverbrauch einer Schleusung in cbm,
W den täglichen Wasserverbrauch einer Schleuse,

so ist bei einer Einzelschleusung zu Berg $V = M + b$, zu Tal $V = M - t$; bei einer Kreuzung an der Schleuse (Wechselschleusung) ist $V = M + b - t$; wenn bei gleicher Schiffzahl in beiden Richtungen von $\frac{1}{2} m$ bei mittleren Verkehrsverhältnissen die Hälfte der Schiffe bei den Schleusen, die andere Hälfte in den Haltungen kreuzt, ist der tägliche Verbrauch

$$W = \frac{3}{4} m \,.\, M + \frac{1}{2} m \, (b - t).$$

Der Wasserverbrauch ist für die oberste Schleuse und für die Schleuse mit dem gröfsten Gefälle zu berechnen. Betr. Wasserverbrauch bei Verwendung von Sparbecken vgl. Schiffschleusen S. 539.

Der Gesamtinhalt H einer Kanalhaltung zwischen zwei Schleusen mit den Verbrauchsmengen V_o und V_u setzt sich zusammen aus dem

Wasserinhalt und dem Inhalt der darauf schwimmenden Schiffe. Durch den Betrieb der Schiffahrt ändert er sich um

$$\Delta H = \Sigma (V_o - V_u) + \frac{1}{\gamma} \Sigma (Q_e - Q_a),$$

wo Q_e die in der Haltung eingeladenen Gewichtsmengen in kg und Q_a die ausgeladenen Gewichtsmengen in kg, γ das Gewicht von 1 cbm Wasser = 1000 kg bedeutet.

Hieraus berechnen sich die Schwankungen des Wasserspiegels.

Zu dem Wasserbedarf des Kanals tritt unter Umständen noch der Verlust in dem Speisegraben und dem Speisebecken.

Für die Verdunstung von freien Seeflächen am Nordfufse der Alpen ist von J. Maurer gefunden

Tagesmittel der Temperatur	Verdunstung in 24 st	Tagesmittel der Temperatur	Verdunstung in 24 st
− 10° C	0,3 mm	+ 10° C	3,0 mm
− 5 „	0,7 „	+ 15 „	4,2 „
± 0 „	1,2 „	+ 20 „	5,7 „
+ 5 „	2,0 „	+ 25 „	7,3 „

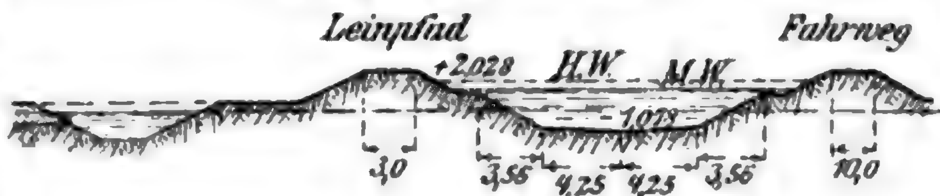
Speisung der Kanäle. Die Speisungsanlagen haben den Wasserverbrauch zur Zeit des gröfsten Bedarfs zu decken und müssen auch den Verbrauchschwankungen Rechnung tragen. Die Entnahme des Wassers erfolgt entweder aus dem Grundwasser der unmittelbaren Umgebung oder aus natürlichen Wasserläufen durch Einleitung oder durch Hebung aus tieferen Lagen oder aus Seen und künstlichen Speisebecken. Die Hebung mittels Dampfkraft ist nur ausnahmsweise wirtschaftlich gerechtfertigt; beim Lippepumpwerk des Dortmund-Ems-Kanals z. B. betragen die Kosten von 1 cbm Speisewasser bei rund 16 m Hubhöhe und 36 Mill. cbm jährlicher Gesamtleistung $^1/_3$ Pf. Beim Kanal von Denys betragen sie etwa das 10-fache davon; dagegen sinken sie dort bei künstlicher Speisung durch Wasserkraftmaschinen oder Speisebehälter auf 0,4 Pf für 1 cbm.

Die Speisegräben münden mit Speiseschleusen in den Kanal und enthalten Schützen zur Regelung des Zulaufs und eine Ablafsschleuse. Sie sind gut zu dichten, gegen sinkstofführende Wasserläufe abzuschliefsen und so zu bemessen, dafs die Auffüllung trockengelegter Haltungen in angemessener Zeit erfolgen kann.

Querschnitt der Kanalhaltungen.*)

Die Abmessungen einiger neuerer Kanäle gehen aus den Abb. 31 bis 37 hervor.

Abb. 31. Ems-Jade-Kanal.



Wegen der Schwankungen infolge Schleusung, Windstau u. dgl. ist ein Spielraum von 0,75 m unter dem Schiffsboden nötig, zumal am schnellfahrenden Kahn eine merkliche Einsenkung des Spiegels eintritt. Zur Aufspeicherung von Wasser

*) Gerhardt, Zentralbl. Bauv. 1906 S. 113. — Sympher, Zentralbl. Bauv. 1905 S. 600. — Z. Bauwesen 1901 S. 261.

wird der Spiegel zuweilen zeitweilig angespannt, z. B. beim Rhein-Leine-Kanal um 0,5 m. Bermen in Wasserspiegelhöhe vermehren den Schiffswiderstand.

Abb. 32. Elbe-Trave-Kanal.

Verbreiterung des gewöhnlichen Querschnitts ist in Kurven nötig; das geringste Mafs der

Abb. 33. Dortmund-Ems-Kanal.

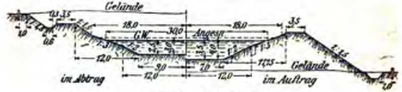



Abb. 34. Teltow-Kanal.

Abb. 35. Ems-Weser-Kanal (zweischiffig).

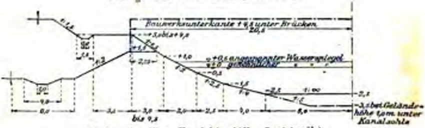
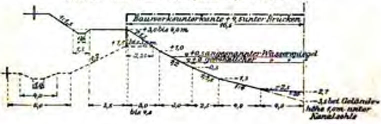


Abb. 36. Ems-Weser-Kanal (einschiffige Zweigkanäle).



Digitized by Google

Verbreiterung ist die doppelte Pfeilhöhe einer Sehne von Schiffslänge. Beim Ems-Weser-Kanal sind folgende Verbreiterungen ΔB der zweischiffigen Strecken geplant, die 100 m vor Beginn der Krümmung beginnen:

Beim Halbmesser:	Beim Halbmesser:
$R \geqq 2000$ m ist $\Delta B = 0$ m	$1200 > R \geqq 900$ m ist $\Delta B = 3$ m
$2000 > R \geqq 1500$ m „ $\Delta B = 1$ m	$900 > R \geqq 700$ m „ $\Delta B = 4$ m
$1500 > R \geqq 1200$ m „ $\Delta B = 2$ m	$700 > R \geqq 500$ m „ $\Delta B = 5$ m.

Als kleinster Halbmesser der freien Strecke ist $R = 600$ m. ausnahmsweise $R = 500$ m angenommen. Scharfe Krümmungen mit kleinem Zentriwinkel sind verhältnismäfsig unschädlich.

Sonstige Verbreiterungen an Einmündungen von Seitenkanälen, an Warteplätzen, in anbaureifem Gelände, bei Schleusen, oder wo Wechsel der Betriebsart stattfindet, und an Wendeplätzen, die in Kreis- oder Dreieckform (Spitzkehren) ausgestaltet werden. Im einzelnen ist der Querschnitt auch von der Betriebsart abhängig.

Tragfähigkeit verschiedener Kähne.

Tauchtiefe	Finowkahn	Oderkahn	Elbekahn	Dortmund-Ems-Kanal-Kahn
	40,2 × 4,6 m	55,0 × 8,0 m	65,0 × 8,0 m	66,95 × 8,1 m
m	t	t	t	t
1,00	110	250	300	310
1,20	140	320	390	405
1,40	170	400	480	502
1,60	200	470	570	601
1,80	225	540	660	702
2,00	—	—	—	805
2,20	—	—	—	910

Erdarbeiten. Wegen der Gefahr der Wasserverluste müssen Dämme stets in voller Breite in Lagen von etwa 0,3 m Stärke geschüttet, fest gestampft oder gewalzt werden; die besten Bodenarten kommen auf die dem Wasser zugewendete Seite. Unbrauchbarer Boden ist auszusetzen; Humus, Stubben, Drainröhren sind zu entfernen.

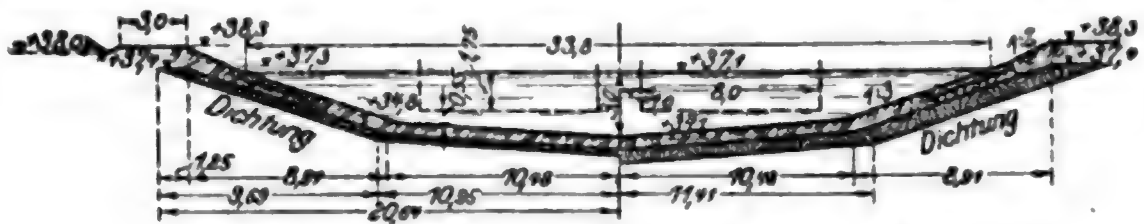
Dämme aus Sand setzen sich um 0,05 der Höhe, solche aus Lehm- und Tonboden um 0,1, wenn der Untergrund fest ist; auf Moorboden dagegen bis 0,5. Hier mufs man bis auf den festen Untergrund durchschütten und den Moorboden seitwärts verdrängen oder ausheben. Die bleibende Auflockerung s. Abschn. Eisenbahnwesen.

Die **Dichtung des Kanalbettes** erfolgt am besten gleich bei Herstellung des Kanals durch sorgfältige Ausführung der Erdarbeiten, durch Einlage einer 0,30 bis 1,00 m starken Schicht, womöglich mit Absätzen zur Verhütung von Rutschungen, aus fettem Boden, Lehm, Ton oder dgl. mit Sandüberdeckung, durch Betondecken (nur auf Dämmen, die sich vollständig gesetzt haben, und in Einschnitten) 0,10 bis 0,20 m stark mit Sandüberdeckung von 0,20 bis 0,30 m oder durch Mörtelpflasterung (Stärke etwa 0,20 m). Wenn Dichtung der Sohle nicht erforderlich, werden schmalere Kerne aus Beton oder Ton in den Seitendämmen angewendet. Nachträgliche Dichtungen werden durch Einschlämmen von Lehm oder (bei Felsen) Sand oder durch

Aufschütten einer 0,30 m starken Lehmschicht hervorgebracht. Zur Verhütung von Beschädigungen der eingeschlämmten Schicht durch

Abb. 37. Grofsschiffahrtweg Berlin—Stettin

mit schwacher Dichtung — mit starker Dichtung



den Schiffahrtbetrieb, besonders durch die wühlende Wirkung der Schraube, wird vorgeschlagen, den Lehm in eine Kieslage einzuschlämmen.

Abb. 38. Dichtung des Dortmund-Ems-Kanals.

Uferbefestigungen. Der Angriff des Wassers durch Strömung und Wellen infolge der Schiffsbewegung reicht bei den gewöhnlichen Fahrgeschwindigkeiten von 1 bis 1,5 m/sk unter den ruhenden Wasser-

Abb. 39. Uferdeckwerk des Dortmund-Ems-Kanals.

Abb. 40. Uferdeckwerk des Oder-Spree-Kanals.

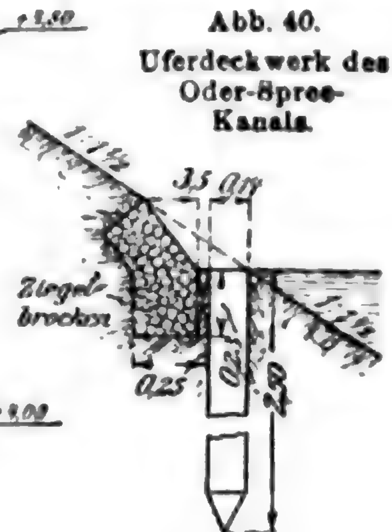


Abb. 41. Uferdeckwerk des Dortmund-Ems-Kanals.

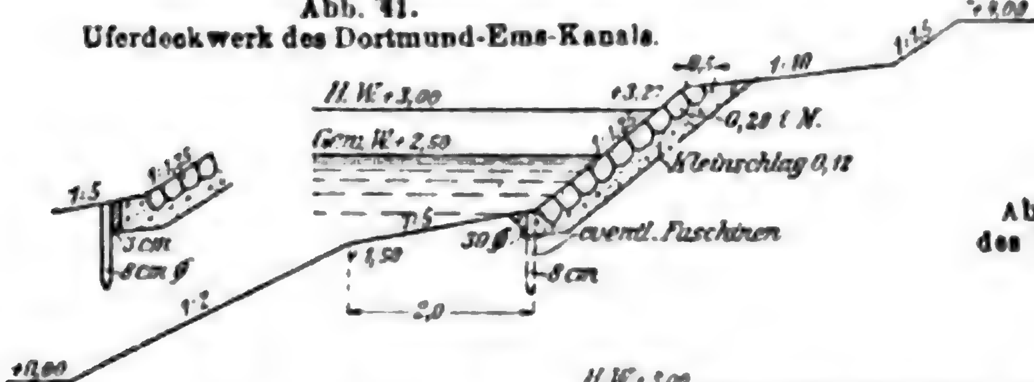
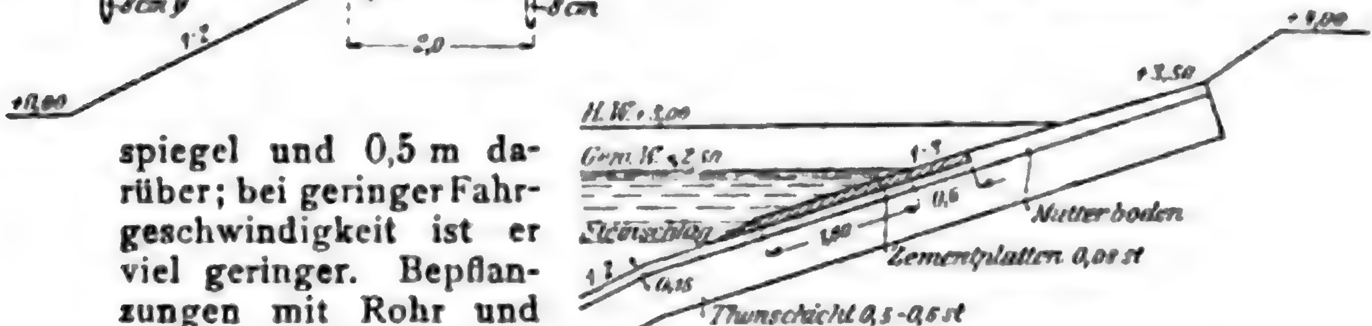


Abb. 42. Uferdeckwerk des Dortmund-Ems-Kanals.



spiegel und 0,5 m darüber; bei geringer Fahrgeschwindigkeit ist er viel geringer. Bepflanzungen mit Rohr und Schilf auf 0,5 bis 5 m breiten Bermen in oder unter der Wasserlinie, darüber Rasen für geringe Angriffe; für stärkere Befestigungen nach vorstehenden Mustern.

Kanalschleusen

(vgl. Schiffsschleusen). Als Zubehör kommen hinzu Vorhäfen, Leitwerke bei den Einfahrten, Befestigung der Ufer und Sohle, besonders am Unterhaupt, Schleusenmeistergehöft mit Geräteschuppen. Lage so, dafs Erweiterung durch eine zweite Schleuse oder Verlängerung zu einer Schleppzugschleuse möglich bleibt.

Entlastungsanlagen sind erforderlich, um überschüssiges Wasser abzuführen und um den Kanal trockenlegen zu können. Sie werden gewöhnlich bei der Kreuzung des Kanals mit Wasserläufen und wenn möglich in der Nähe von Wärterwohnungen angelegt. Ueberfälle sind wenig wirksam, selbsttätige Heberanlagen*) oder Grundablässe vorzuziehen. Abmessungen beim Dortmund-Ems-Kanal so, dafs die Entleerung von 1 km nicht mehr als drei Stunden erfordert und die Wassergeschwindigkeit nicht über 0,2 m/sk steigt, auch bei stärkstem Zuflufs.

Sperrtore werden in Kanälen mit langen Haltungen zur Senkung des Wasserstandes bei Ausbesserungsarbeiten angewendet, ferner vor den Enden hoher Dammstrecken, an Schiffshebewerken u. dgl. und beim Anschlufs an Seen, Stauweihern u. dgl. zur Sicherung gegen grofse Wasserentleerung bei Dammbrüchen.

Ausführung als Stemmtor, das selbsttätig durch strömendes Wasser geschlossen wird, als Klapptor mit wagerechter Achse unter der Kanalsohle, das entweder mit Handantrieb oder selbsttätig durch strömendes Wasser bewegt wird, oder als Segmenttor, neuere als Hubtor.

Die Kanalbreite wird gewöhnlich etwas eingeschränkt. Mittelpfeiler sind unerwünscht. Schliefsen mufs in wenigen Minuten möglich sein.

Brücken über Kanäle erhalten neuerdings Lichtweiten, die dem uneingeschränkten Kanalquerschnitt, höchstens mit geringer Einziehung der Leinpfadbreite, entsprechen. Steilere Böschungen unter der Brücke sind nur bei schiefen Brücken mit teuerem Ueberbau empfehlenswert. Mittelpfeiler haben sich nicht bewährt.

Die lichte Durchfahrthöhe unter Brücken beim Oder-Spree-Kanal 3,50 bis 3,70 m, beim Ems-Weser-Kanal 4,0 m über dem angespannten Wasserspiegel, beim Rhein-Herne-Kanal 4,70 m wegen der Senkungen im Bergbaugebiet, beim Donaukanal 4,5 m, beim Elbe-Trave-Kanal 4,5 m. Bei langen Haltungen ist auf einen Windstau bis zu 0,40 m zu rechnen.

Dücker, Durchlässe und **Kanalbrücken** dienen zur Unterführung von Wasserläufen und Wegen unter dem Kanal. Werden Durchlässe sehr grofs, so wird die äufsere Dammböschung zur Kürzung des Bauwerks mehr oder weniger durch eine Stirnmauer ersetzt. Fällt die äufsere Dammböschung ganz fort, so erhält man die Form der Kanalbrücke; hierbei wird gewöhnlich bei breiten Wasserläufen der Querschnitt des Kanals in der Breite erheblich eingeschränkt, zuweilen auf einschiffigen Querschnitt.

Bei Dückern kommt die im Längsschnitt schlank gestreckte Form und die rechtwinklig geknickte Form mit Fallkesseln vor; letztere

*) Zentralbl. Bauv. 1905 S. 202 u. 1914 S. 250.

bietet dem Wasser gröfsere Bewegungswiderstände. Die Querschnittform ist bei kleinen Querschnitten gewöhnlich kreisförmig, bei gröfseren rechteckig mit gewölbter oder flacher Decke oder maulförmig; bei geringer Bauhöhe aus mehreren Teilquerschnitten zusammengesetzt.

Baustoff bei Durchmessern bis 0,8 m gufseiserne, darüber flufseiserne Muffenrohre (letztere besonders bei unsicherem Untergrunde); Beton oder Eisenbeton (in fertigen Rohren oder an Ort und Stelle hergestellt) und Mauerwerk.

Die sekundlich abzuführende Wassermenge wird je nach der Gröfse

Abmessungen

Wasserstrafse	Gröfste Schiffsabmessungen				Schleusenabmessungen		
	Länge m	Breite m	Tiefgang m	Tragfähigkeit t	Länge m	Breite m	Tiefe m
Masurischer Kanal	40,2	4,6	1,2	140 (Finowkahn)	45,0	7,5	2,5
	30,0	6,0	1,2	200 (Kurischer Kahn)			
Bromberger Kanal	55,0	7,4	1,4	400	57,6	9,6	2,5
Oder-Spree-Kanal	55,0	8,0	1,7	500 (gr. Oderkahn)	58,1	8,6	2,5
					alte Schleusen		
	40,2	4,6	1,7	210 (Finowkahn)	57,0	9,6	2,5
					neue Schleusen für 2 Finowkähne		
Finowkanal	40,2	4,6 bis 5,1	1,4	170	41,0	5,34	1,57
Grofsschiffahrtweg Berlin—Stettin	65,0	8,0	1,75	600	67,0	10,0	3,0
					85,0	10,0	3,0
					Lehnitzschleuse für 4 Finowkähne		
Teltowkanal	65,0	8,0	1,75	600	67,0	10,0	2,5
Elbe-Trave-Kanal	73,5	11,5	1,75	1300	80,0	12,0	2,5
Ems-Weser-Kanal	65,0	8,0	1,75 bis 2,00	600 1000	85,0	10,0	3,0
					für 1 Kahn u. 1 Schlepper		
Rhein-Herne-Kanal	80,0	9,0	2,5	1500	165,0	10,0	4,5
					für 2 Kähne		
	80,0	9,5	2,3				3,5 bei Bodensenkung
Dortmund-Ems-Kanal	65,0	8,0	1,75	600 (gewöhnlich)	67,0	8,6	3,0
	66,75	8,2	2,0	1000 (ausnahmsweise)	70,0	8,8	2,5
					Hebewerk		
	[illegible]	8,0	2,0	800 (Seeleichter)	165,0	10,0	3,0
	40,0	7,2	2,0	400 („)	Schleppzugschleusen		
Ems-Jade-Kanal	33,0	6,2	1,8		33,0	6,5	2,0
					bei MW		
Rhein-Marne-Kanal	38,5	5,0	1,8	300	38,5	5,2	2,5

Höhenlage, Neigung, Niederschlagshöhe usw. des Zuflufsgebietes bemessen (vgl. Abschn. Wasserversorgung, ferner Zentralbl. Bauv. 1907 S. 321). Beim Dortmund-Ems-Kanal sind bei Winterhochwasser sekundliche Abflufsmengen von 0,15 bis 0,22 cbm/qkm angenommen, bei Sommerhochwasser etwa die Hälfte; für ausnahmsweise grofse Hochwasser und ganz kleine Gebiete bis zu 0,45 cbm/qkm. Die Geschwindigkeit ist wegen Spülung bei HW möglichst auf 1,5 bis 2,0 m/sk zu steigern. Ueber die Berechnung des Staues durch Geschwindigkeits- und Richtungswechsel und Reibung im Rohr I. Bd. S. 291.

von Kanälen.

Kanalabmessungen					Durchfahrthöhe unter Brücken	Bemerkungen
Spiegelbreite m	Sohlbreite m	Tiefe mitten m	Tiefe seitlich m	Böschungen unter Wasser	m	
19,4	12,4	2,0	1,5	1 : 2 oben bis 1 : 12 unten	4,0	Oesterr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1908. (Im Bau.)
19,0	13,0	2,0	1,5	1 : 2 durchgehends	4,0	
26,41	19,0	2,0	—	1 : 3 oben 1 : 2 unten	3,5 über HW	Z. Bauwesen 1890. Ein Ufer mit steilem Bohlwerk wegen Erweiterung.
23,0	16,0	2,0	—	1 : 2 durchgehends	3,2	Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1884.
33,0	20,0	3,0	2,3	1 : 3 oben bis 1 : 14 unten	4,25 über Kanal 4,00 über HW der Oder u. Havel	Z. Bauwesen 1913; Z. d. V. d. I. 1913.
34,0	20,0	2,6	2,1	1 : 3 oben 1 : 20 unten	4,0 über HW	Z. d. V. d. I. 1903; Deutsche Bauz. 1903.
32,0	22,0	2,0	—			Z. d. V. d. I. 1900.
31,0	16,0	3,0	2,5	1 : 2 oben bis 1 : 16 unten	4,5 über gewöhnl. Spiegel. 4,0 über angespannt. Sp.	(Im Bau).
34,5	15,0	3,5 anfangs; 2,5 bei Senkung	— ; —	1 : 2 oben	4,0 bei Senkung 5,0 anfangs	Zentralbl. Bauv. 1911 bis 1913. (Im Bau).
30,0	18,0	2,5	—	1 : 3 oben 1 : 2 unten	4,0	Z. Bauwesen 1901 bis 1902.
17,5	8,5	1,5 bei MNW 2,0 bei MW; 3,0 Küstenfahrt			1,50 Drehbrücken	Deutsche Bauz. 1887.
16,0	10,0	2,0 bei MNW 2,1 bei MW		1 : 1,5	3,7	

Die kleinsten Rohre müssen, um bekriechbar zu sein, 0,60 m Durchm. haben. Die höchsten Punkte müssen der Dichtung wegen wenigstens 0,60 m, besser 0,90 m unter der Kanalsohle liegen. Wegen Spülung werden oft zwei Rohre mit Verschlüssen angelegt. Für Durchlässe gilt ähnliches.

Kanalbrücken werden selten einschiffig, meist zweischiffig ausgeführt; ihre Breite ist beim Dortmund-Ems-Kanal und bei den neuen österreichischen Kanälen 18 m, beim Ems-Weser-Kanal zu 24 m angenommen, die Tiefe 2,5 m. Bei Eisenbeton Querschnitt zweckmäfsig wie Kanalquerschnitt auszubilden.

Kanalhäfen*)

werden entweder als einfache Ausbuchtungen des Kanals für eine oder mehrere Schiffslängen hergestellt, oder als besondere Becken, deren Gestaltung sich ganz nach der Oertlichkeit, den Wege- und Eisenbahnanschlüssen usw. richtet. Richtung zur Kanalachse beliebig, weil keine Strömung. Höhenlage in der Regel 1 bis 2 m über dem angespannten Wasserstande; wenn Güter nur eingeladen werden, auch höher.

III. Schiffsschleusen.*)

A. Allgemeines.

Hauptteile jeder Schleuse sind das Haupt mit der Verschlufsvorrichtung oder die Häupter mit der dazwischenliegenden Kammer. Ein Haupt ohne Kammer kommt bei Schutz- oder Deichschleusen vor, um zeitweilig höheres Aufsenwasser abzuhalten; zuweilen wird der Wasserdruck auf zwei gleichgerichtete Tore verteilt (Abb. 43 u. 44). Ein Tor findet sich ferner bei Dockschleusen, die zeitweilig höheres Innenwasser zurückzuhalten haben. Eintorige Schleusen sind nicht immer befahrbar. Dies wird durch Kammerschleusen erreicht.

Einzelteile einer gewöhnlichen Kammerschleuse (Abb. 45), sind:

aa die Torflügel, hier als Stemmtore gedacht, *bb* der Vorboden oder Drempel, *cc* die Wendenische, *dd* die Tornische, *ee* die Torkammer, *ff* der Abfallboden, *g* die Kammer, *hh* die Vorschleuse mit den Dammbalkenfalzen, *ii* die Flügel.

---

*) Vgl. Flufshäfen S. 518.

*) H. d. I.-W. III. Bd. 8. — Fortschr. d. Ing.-Wissensch. 2. Gruppe. — Z. Bauwesen 1892; Brennecke, Berechnung und Bauweise gemauerter Schleusen; 1893, Berechnung der Standsicherheit der Bohlwerke; 1890, Mohr, Der Oder-Spree-Kanal; 1896 S. 361. — Z. d. V. d. I. 1900, Hotopp, Schleusen des Elbe-Trave-Kanals. — Z. Bauwesen 1901, 1902, Bau des Dortmund-Ems-Kanals. — Zentralbl. Bauv. 1884, Schleusenbau in der Spree bei Charlottenburg. — Z. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1866, Franzius, Wasserbauliche Anlagen der Stadt Papenburg; Landsberg, Die eisernen Tore der Schiffsschleusen; Sympher, Die wirtschaftliche Bedeutung des Rhein-Elbe-Kanals; Prüsmann, Vergleich zwischen Schleusen und mechanischen Hebewerken, 1905. — Zentralbl. Bauv. 1913 S. 307, Schleusen des Rhein-Herne-Kanals. — Z. Bauwesen 1913 S. 83, Bau der zweiten Schleuse bei Münster, S. 465, Grofsschiffahrtweg. — Z. d. V. d. I. 1913 S. 1809 Schleusen des Grofsschiffahrtweges. — Z. Bauwesen 1909 S. 497, Schleusen bei Wernsdorf und Kersdorf.

Zum Ausgleich des Wassers in der Kammer mit dem des Oberwassers oder des Unterwassers dienen Torschützen, Umläufe, Grundläufe oder Heber.

Wenn nach beiden Richtungen gegen höheres Wasser zu schleusen ist, so sind die Stemmtore am Ober- und Unterhaupt zu verdoppeln (Abb. 46) oder beiderseits kehrende Tore (Schiebe-, Segment- oder Hubtore) anzuwenden.

Die bauliche Anordnung ist verschieden, je nachdem es sich um Kanalschleusen — in Scheitelkanälen, Seitenkanälen oder Seekanälen —, Flufsschleusen oder Seeschleusen handelt (vgl. Kanalisierung der Flüsse S. 512 und Kanalbau S. 522).

Zur Ueberwindung grofser Gefälle werden entweder Schachtschleusen (bis 15 m ausgeführt) verwendet, oder mehrere Schleusen mit Zwischenhaltungen oder Kuppelschleusen ohne solche, oder

Abb 45.

Abb. 43.

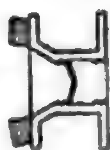


Abb. 44.

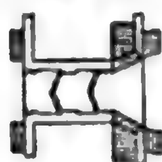


Abb. 46.

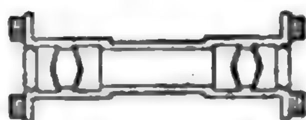
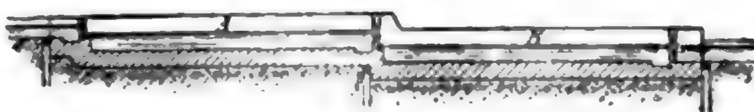


Abb. 47. Kuppelschleuse.



mechanische Hebewerke. Letztere haben den geringsten Wasserverbrauch und gestatten die Ueberwindung sehr grofser Höhenunterschiede mit geringem Zeitverlust, sind aber empfindlich und kostspielig; auch nur bei besonderen Geländeverhältnissen anwendbar.

Kuppelschleusen sparen gegenüber einfachen Schleusen an Mauerwerk und Toren, verursachen jedoch Zeitverluste und verbrauchen viel Wasser. Der Wasserverbrauch kann ebenso wie bei anderen Schleusen durch Sparbecken (S. 539) vermindert werden.

Bei erhöhten Ansprüchen an die Leistungsfähigkeit werden die Schleusen für mehrere Schiffe nebeneinander (Doppelschleusen) oder hintereinander (Schleppzugschleusen) oder neben- und hintereinander (Kesselschleusen) eingerichtet; oder es werden zwei Schleusen nebeneinander angelegt, die gegenseitig als Sparbecken dienen können.

Seeschleusen können als einfache Schutzschleusen ausgebildet werden, die nach aufsen kehren, wenn der Hafenwasserstand nicht viel über dem äufseren Niedrigwasser liegt und höheres Aufsenwasser nur zeitweilig auftritt. Um den Hafenwasserstand nicht zu tief abfallen zu lassen und den Angriff auf die Ufer infolge des Wasserwechsels zu vermindern, werden häufig Ebbetore hinzugefügt.

Wenn der Flutwechsel hoch und regelmäfsig ist und der Hafenwasserstand hoch gehalten werden kann, so wird eine einfache Dockschleuse, die nach innen kehrt, angewendet; bei sehr hohem Flutwechsel wird ein Vorhafen durch eine weitere Dockschleuse auf halber Fluthöhe gehalten — Halbtidedock.

Zur Abhaltung besonders hoher Aufsenwasserstände werden vor Dockschleusen häufig Schutzschleusen gelegt, die in Fällen der Gefahr geschlossen werden.

Kammerschleusen als Seeschleusen werden bei starkem Wasserwechsel selten angewendet, weil die tiefgehenden Schiffe aufsen meist nur bei Hochwasser fahren können; bei geringem Flutwechsel kommen sie eher in Frage. Bei niedrigem Binnenwasserstande sind Kammerschleusen oft notwendig, weil die tiefgehenden Schiffe, bei niedrigem Wasserstande ausgeschleust, das nächste Hochwasser erwarten müfsten. Auch Kammerschleusen erhalten oft Schutztore gegen Sturmfluten.

Kammerschleusen, die in jedem Haupt zwei nach beiden Seiten kehrende Tore haben, sind die vollkommenste Anordnung. Sie werden gewöhnlich nur bei geringerem, unregelmäfsigem Wasserwechsel angewendet. Die Schleusen des Nordostseekanals enthalten aufserdem noch zwei Paar Tore mit Schützen in der Mitte der Schleusen, um bei Strömung die Schleuse schliefsen zu können.

Die **Abmessungen** der Schleusen richten sich nach den verkehrenden Schiffen; dabei ist die Zunahme der Schiffsgröfsen zu beachten. Bei knappen Mitteln ist in erster Linie reichliche Tiefe zu geben, da eine Vergröfserung der Tiefe nicht möglich ist, während sich die Breite allenfalls, die Länge verhältnismäfsig leicht später vergröfsern läfst. Bei Kanälen ist auf die anstofsenden Flufsstrecken Rücksicht zu nehmen. Zu den Abmessungen der Schiffe treten Spielräume in jeder Richtung.

Berechnung der Schleusen. Die Beanspruchung der Schleusen ist wesentlich von der Bodenart und dem Bauvorgang abhängig. Untersuchung für leere und gefüllte Schleuse. Je gröber und durchlässiger der Boden, um so mehr nähert sich der Wasserdruck gegen Sohle und Wände dem vollen Druck. Je fester und unnachgiebiger der Boden, um so mehr ist sein Gegendruck örtlich gleich der Auflast, um so geringer also sind die Biegungen in der Sohle. Werden die Seitenwände zuerst aufgeführt, so wird der Boden darunter stärker geprefst und die Biegung in der später eingebrachten Sohle verringert. (Brennecke, Berechnung und Bauweise gemauerter Schleusen, Z. Bauwesen 1891. H. d. I. 1904, III. Teil, VIII. Band § 6. Engels, Zentralbl. Bauv. 1905 S. 275.)

Die **Vorkehrungen zum Füllen und Entleeren von Schleusenkammern** bestehen in Schützen in den Toren, Grundläufen unter den Toren, Umläufen um die Tore oder Hebern; vielfach werden auch Schützen und Umläufe zusammen verwendet. Geplant ist die Füllung durch Schleusentore, die gegen den vollen Ueberdruck angehoben werden können (Segmenttore). Mafsgeblich für die Wahl und Ausgestaltung der Füllvorrichtung sind: die Schnelligkeit der Füllung, die ruhige Lage des Schiffes in der Schleuse, die Betriebssicherheit, die Wasserdichtigkeit und die Kosten.

Die Gröfse der Oeffnungen ist so zu bemessen, dafs die Längskräfte auf das Schiff nicht zu grofs werden und dafs die Aufstieggeschwindigkeit des Schiffes $\sim 0{,}08$ m/sk nicht übersteigt bei den gewöhnlichen Anordnungen. Bezeichnet man mit O die Kammeroberfläche in qm, mit F die Schütz- usw. Oeffnung in qm, mit H_0 das anfängliche Schleusengefälle in m, mit H_t das Endgefälle oder den Ausspiegelungs-

unterschied in m, mit ζ_1, ζ_2 usw. die einzelnen Widerstandszahlen der Geschwindigkeit v (vgl. I. Bd. S. 277 ff.) für Zusammenziehung des Strahles beim Eintritt, Krümmung, Reibung, Stofs usw. und mit t die zur Ausspiegelung von H_0 auf H_t erforderliche Zeit in sk, so ist

$$t = 2\,\frac{O}{F}\,\frac{\sqrt{1+\zeta_1+\zeta_2+\ldots}}{\sqrt{2\,g}}\left(\sqrt{H_0}-\sqrt{H_t}\right).$$

(I. Bd. S. 270; Z. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1906 S. 84.)

Oeffnungen in den Toren (Gleit- oder Drehschütze mit lotrechter oder wagerechter Welle) sind wenigstens bei hölzernen Toren schwer grofs genug zu machen, ohne das Tor zu schwächen, und verursachen unruhige Lage des Schiffes, sind aber billig; deshalb bei den Unterhäuptern besonders viel angewendet.

Umläufe gestatten ruhigere Einführung des Wassers und deshalb gröfsere Geschwindigkeiten und schnellere Füllung, besonders wenn die Einströmung von Kanälen längs der Kammer durch Stichkanäle erfolgt. Die Stichkanäle liegen auf beiden Kammerwänden am besten versetzt gegeneinander, nicht gegenüber; ihr Querschnitt etwa $= 1{,}25 \times$ Umlaufquerschnitt. Umläufe verteuern die Kammern.

Grundläufe verlangen eine tiefere Gründung und sind deshalb nur bei gutem Untergrund und Ausführung im Trocknen anzuwenden. Die Wasserführung ist günstig.

Heber sind wegen ihrer Wasserdichtigkeit von Vorteil, aber nur bei geringen Wasserstandschwankungen verwendbar.

Umläufe dienen, besonders bei Seeschleusen, auch zum Spülen des Torkammerbodens und erhalten deshalb dort niedrige verteilte Ausströmöffnungen.

Das Verhältnis n der Schütz- oder Umlauföffnung zur Kammerfläche beträgt etwa $n = 1:500$ bis $1:250$, bei kleinen Schleusen bis $1:80$.

Sparbecken. Bei künstlicher Speisung und hohem Schleusengefälle sind zur Ersparnis an Schleusungswasser seitliche Becken, Sparbecken,

Abb. 48 Entleeren der Schleuse.

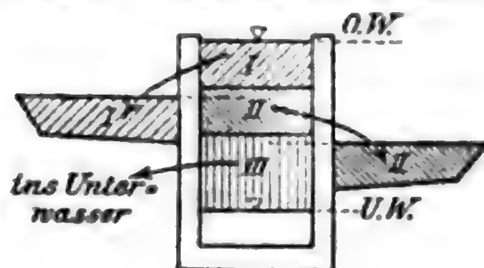
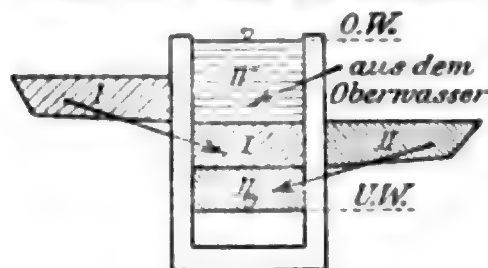


Abb. 49. Füllen der Schleuse.



empfehlenswert, die beim Entleeren der Schleuse einen Teil des ausfliefsenden Wassers aufnehmen, um ihn beim Füllen wieder an die Schleuse abzugeben. Zugleich wird hierdurch eine Verminderung der Schwankungen des Spiegels der anstofsenden Haltungen und eine ruhigere Bewegung des Wassers in der Schleuse erzielt. Bezeichnet

H das Schleusengefälle,
h das Anfangsgefälle von der Kammer nach dem Sparbecken,
e das Endgefälle (den Ausspiegelungsunterschied zwischen der Kammer und dem Sparbecken oder Kanal),

F_s die Sparbeckenfläche,
F_k die Schleusenkammerfläche,
$\nu = \frac{F_s}{F_k}$,
z die Höhe einer Teilschicht der Schleuse,
n deren Anzahl,
h_0 das Gefälle einer Schleuse von gleicher Fläche und gleichem Wasserverbrauch ohne Sparbecken,
h_1 den Höhenunterschied der Wasserstände eines Sparbeckens vor und nach Füllung,
E die Wasserersparnis,
Q den Wasserverbrauch,

so ist

$$h_0 = H - nz = h + e, \qquad h = H - e - nz,$$

$$h_1 = h - z - e, \qquad E = \frac{nz}{H} = \frac{\nu n}{1 + \nu(n+1)}\left(1 - \frac{2e}{H}\right),$$

$$F_s = \nu F_k,$$

$$z = \frac{\nu}{1 + \nu(n+1)}(H - 2e), \qquad Q = 1 - \frac{nz}{H},$$

ν wird gewöhnlich zwischen 0,5 bis 2,5 gewählt, weil bei gröfseren Werten die Ersparnisse an Schleusungswasser nur wenig steigen, die Kosten dagegen stark,
n richtet sich nach dem Gefälle H; die Ersparnis an Schleusungswasser wächst mit zunehmender Beckenzahl immer langsamer; deshalb ist eine mäfsige Zahl empfehlenswert, 1 bis 3 bei mittleren Gefällen (6 m), 3 bis 5 bei gröfseren Gefällen (bis 16 m),
e gewöhnlich = 0,10 bis 0,20 m, je nach der verfügbaren Schleusungszeit.

Zeichn. Darstellung Z. Bauwesen 1901, Bau des Dortm.-Ems-Kan., Abb. 52.

Die Sohle der Sparbecken mufs genügend tief liegen, damit das Wasser ohne Gefällverlust abströmen kann.

Um die raschen Spiegelschwankungen in kurzen Kanalhaltungen infolge der plötzlichen Entnahme oder Abgabe des Schleusungswassers zu vermindern, werden Ausgleichbecken empfohlen, in die das Wasser mit natürlichem Gefälle oder mit Pumpen während der ganzen Schleusungsdauer aus der Oberhaltung eingelassen wird, oder aus denen es ebenso nach dem Unterwasser abgelassen wird.

B. Bauweise.

Schleusenböden können in Holz oder Stein hergestellt werden.

Hölzerne Schleusenböden werden mit Vorteil bei tiefliegendem, gutem Baugrund angewendet, wenn nicht zu starker Grundwasserzudrang zu erwarten ist, und bei mäfsigen Holzpreisen; die Ausführung erfordert besonders sorgfältige Zimmerarbeit, da vollständige Wasserdichtigkeit Erfordernis ist; die Haltbarkeit ist dann sehr gut. Hauptteile sind:

1. Die Spundwände, mindestens unter jedem Drempel und an den Enden eine Querspundwand, die aufs sorgfältigste herzustellen sind;

neben den Drempeln Flügelspundwände, sie werden mit kurzem Zapfen in Nuten des Bohlenbelages eingelassen. Dichtung mit geteertem Fliefspapier; Längsspundwände sind zuweilen für den Bau (Wasserhaltung) nötig, sonst aber entbehrlich.

2. Der Pfahlrost, dessen Pfähle das Gewicht und den Erddruck der Seitenwände aufzunehmen und die Verankerung des Bodens gegen Auftrieb zu übernehmen haben.

3. Ueber den Pfählen liegen quer zur Schleusenachse die Grundbalken, die durch Keile mit den Pfählen verbunden sind; die Entfernung richtet sich nach der Gröfse des Auftriebs; die stärksten Hölzer sind dazu zu verwenden; sie müssen, wenn möglich, bis unter die Seitenmauern reichen.

4. Die Zangen liegen auf den Grundbalken verkämmt aufgebolzt und ragen im Boden um die Stärke des Bohlenbelages darüber hinaus, unter den Seitenmauern aber 1 bis 2 Ziegelschichten.

5. Zwischen den Zangen liegt der etwa 10 cm starke, gehobelte Bohlenbelag, auf den Grundbalken aufgenagelt.

6. Ueber dem Belag liegen häufig noch Spannbalken, die ins Mauerwerk seitlich eingreifen; sie werden mit Spitzbolzen und Schlüsselkeilen mit den Grundbalken verbunden.

Der Raum zwischen den Spannbalken wird mit Klinkern ausgemauert; wo keine Spannbalken liegen, wird ein zweiter Bohlenbelag aufgebracht.

Der Drempel höchstens 40 cm hoch.

Steinerne Schleusenböden sind solche, deren Haupttragwerk aus Stein besteht; sie können auch auf Pfahlrosten gegründet sein. Die Form der Seeschiffe gestattet in den Kammern verkehrte Gewölbe, wodurch die Seitenwände günstig verspannt werden, Flufsschiffschleusen erhalten meist wagerechte Kammersohlen; in den Torkammerböden ist wegen der Torgestalt fast stets ein gerader Boden zweckmäfsig; nur bei Schwimmtoren können auch gewölbte Böden verwendet werden. Auskleidung mit Klinkern, alle Ecken mit grofsen Werksteinen oder mit Eisen. Spundwände quer, oben und unten. Abschneidung von Wasseradern. Zur Begrenzung der Baugrube meist auch Längsspundwände. Eingriff in das Betonbett 0,30 m. Betonbett nach dem Unterwasser zu wegen der Abnahme des Auftriebs häufig schwächer als am Oberwasser. Stärke so, dafs es bei trockener Kammer dem Auftrieb widersteht.

Spielraum zwischen Sohle und Torunterkante, je nach Gröfse und Bauart 0,15 bis 0,30 m, Anschlag des Tores 0,10 bis 0,20 m hoch, Drempelhöhe 0,25 bis 0,50 m.

Durch Keilform und Anker sind die einzelnen Steine vor dem Lockern möglichst zu schützen.

Hölzerne Schleusenwände kommen besonders für kleinere Kanalschleusen mit geringem Gefälle und weichem Untergrund in Frage. Ständerwerk mit rückwärtiger Verankerung, so dafs Auswechslung faul gewordener Teile über Wasser leicht möglich. Tordruck und -zug wird durch die Querspundwand aufgenommen. Hinterfüllung mit tonigem Boden.

Steinerne Schleusenwände sind ähnlich wie Kaimauern zu behandeln. Unbeweglichkeit ist besonders bei Stemmtoren erforderlich.

In den Torkammern mufs die Form dem Tore und dem Schiffsquerschnitt angepafst sein; deshalb senkrechte Innenseite, Aufsenseite abgetreppt oder schräg, Unterschneidungen des Mauerkörpers sind wegen Wasseradern gefährlich, Unterbringung von Umläufen in dem statisch unwirksamen Teil des Mauerquerschnitts. In den Kammern können bei reichlichem Wasser die Seitenwände geböscht und nur leicht befestigt sein. — Wendenischen aus Werksteinen, die nach dem Versetzen passend geschliffen werden, oder mit Gufseisenverkleidung. Dammbalkenfalze und alle Kanten werden gut abgerundet. Abdeckplatten, Poller, Schiffsringe, Steigeleitern gehören zur Ausstattung der Wände.

Betr. der Ausführung s. Grundbau S. 185 ff.

Die Einfahrten erhalten meist Leitwerke; bei Seeschleusen trichterförmige Einfahrten und kräftige Winden (Gangspills); letztere bei sehr lebhaftem Betrieb auch bei Flufs- und Kanalschleusen.

Statt der Dammbalken auch senkrechte eiserne oder hölzerne Nadeln, die sich oben gegen einen beweglichen Träger legen.

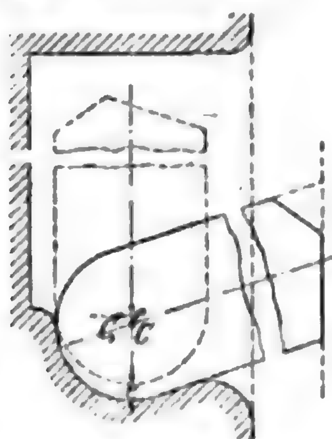
Auch in Umläufen Dammbalkenfalze.

Die **Tore** müssen Sicherheit gegen den höchsten Wasserdruck, genügende Dichtigkeit und leichte Beweglichkeit aufweisen.

Bauweise in Holz oder Eisen, erstere nur bei kleinen Toren im Binnenlande (Bohrwurm!) vorteilhaft.

Stemmtore haben geringen Stoffverbrauch und sind leicht beweglich, sie kehren nur nach einer Seite; die Berechnung ist unsicher, sobald sie auch im Drempel Kraft übertragen. Beschädigungen beim unruhigen Wasser, Verdopplung der Bewegungseinrichtungen, Beschädigungen der Zapfen und Halsbänder, Empfindlichkeit gegen Bewegungen des Mauerwerks sind Nachteile der Stemmtore. Für kleine und mittlere Schleusen in Holz, für gröfsere in Eisen; besonders beim Handbetrieb.

Abb. 50. Wendenische.
C = Mittelpunkt der Nische,
C_1 = Drehpunkt des Tores,
c = Exzentrizität = ~ 2 cm.



Stemmtore müssen zur Erleichterung der Bewegung etwas exzentrisch gegen die Wendenische liegen, oder die Dichtungsfläche mufs abseits von der Drehachse liegen (Abb. 50).

Fächertore gestatten Bewegung bei beliebigen Wasserständen; daher besonders zu Spülzwecken.

Einflügelige Drehtore mit senkrechter Achse als Drehponton für Dockschleusen und grofse Kanalschleusen. Nachteil: grofse freie Länge, Vergröfserung der Kammer am Unterhaupt.

Zweiflügelige Drehtore — wie Stemmtore, aber mit oberem und unterem Anschlag zur Kraftübertragung — nur bei Schachtschleusen.

Klapptore mit wagerechter Drehachse, nur bei Oberhäuptern bei mäfsiger Weite und gleichbleibendem Wasserdruck; kehren nur nach einer Seite.

Hubtore besonders bei hohen Schleusengefällen (Schachtschleusen) vorteilhaft, geringe Kammerlänge, leichte Instandhaltung.

Schiebetore besonders bei Dockschleusen und Trockendocks. Vorzüge: klare Beanspruchung, kehren nach beiden Seiten, erfordern kein Mehr an Kammerlänge, bieten bequeme Verbindung über die Schleuse, grofse Betriebsicherheit, Beweglichkeit im strömenden Wasser und bei Ueberdruck, Unempfindlichkeit gegen Bewegung der Mauern.

Schwimmtore (Pontons) hauptsächlich bei Trockendocks; bei Schiffsschleusen ist das Ein- und Ausbringen im allgemeinen zu zeitraubend.

Höhe der Schleusentore richtet sich nach dem höchsten schiffbaren Wasserstande (Ueberströmung womöglich zu vermeiden) oder dem höchsten abzuhaltenden Wasser (bei Seeschleusen je nach Wellenhöhe 1 m und mehr darüber).

Berechnung der Stemmtore

1. für geschlossenen Zustand,
2. für geöffneten Zustand.

Zu 1. Der höchste Wasserstandunterschied ist mafsgebend; Druckfigur ein Rechteck von der Höhe des Unterwassers, darüber ein Dreieck

Abb. 51.

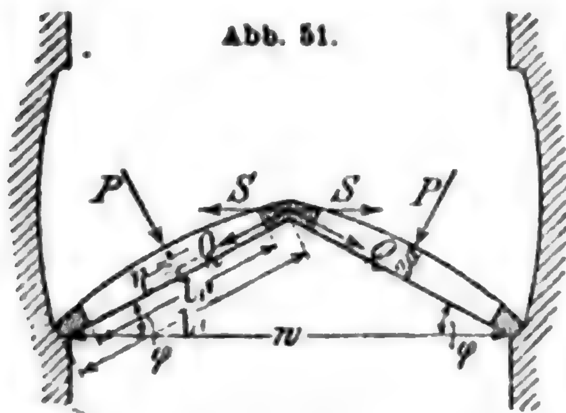
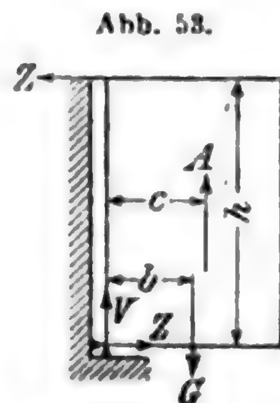


Abb. 52.

Abb. 53.



bis zum Oberwasser. Auf Druckübertragung am Drempel wird nicht gerechnet, sie mufs möglichst vermieden werden, auch bei niedrigster Temperatur; jeder Riegel überträgt den Wasserdruck des auf ihn entfallenden Streifens b nach Art des Dreigelenkbogens.

Bedeutet F den Querschnitt, J das Trägheitsmoment eines Riegels, γ das spezifische Gewicht des Wassers, so ist nach den Bezeichnungen der Abb. 51 u. 52 die Beanspruchung des Riegels

$$\sigma = \frac{l_{,} b h \gamma}{2 \operatorname{tg} \varphi F} + \frac{a l_{,,}^2 b h \gamma}{8 J} - \frac{a l_{,} b h \gamma \eta}{2 \operatorname{tg} \varphi J}$$

infolge des Achsdrucks $Q = \frac{P}{2 \operatorname{tg} \varphi}$, der Biegung und des exzentrischen Angriffs des Achsdrucks. Bei Holztoren gewöhnlich $\eta = 0$. Bei eisernen Toren läfst sich durch Vergröfserung der Krümmung auf der Oberwasserseite und Vermehrung der Gurtplatten der Riegel dort günstige Querschnittsform erzielen. Druckübertragung an der Schlagsäule möglichst nahe der Unterwasserseite (besondere Stemmlager). Wenig starke Riegel mit leichten Zwischenaussteifungen vorteilhaft. Pfostentore mit nur zwei Riegeln und senkrechten Trägern für das Bekleidungsblech sind für den Stoffverbrauch günstig, wenn $\frac{\text{Torlänge}}{\text{Torhöhe}} > 1{,}0$ bis $1{,}225$. Neigung des Drempels etwa $\operatorname{tg} \varphi = 0{,}33$.

Zu 2. Bei geöffnetem Tore wirken das Torgewicht G, der Auftrieb A, der senkrechte Zapfendruck V, der wagerechte Zug im Hals- und im Zapfenlager Z; dann ist

$$V = G - A; \qquad Z = \frac{Gb - Ac}{h}.$$

Zur Verringerung des Zuges Z werden entweder Gegengewichte auf dem über die Wendesäule verlängerten obersten Riegel oder Luftkasten im Tore unter Unterwasser angeordnet.

Berechnung der anderen Torarten als Platten, die auf zwei oder drei oder vier Seiten auflagern.

Ausführung der Stemmtore. Hölzerne Stemmtore fast nur aus ausgesucht gutem Eichenholz; sauberste Arbeit der gehobelten Hölzer erforderlich. Riegel meist in annähernd gleichen Abständen, da oben durch Fäulnis, Eis, Schiffsstöfse, unten durch Wasserdruck beansprucht; zuweilen auf der Unterwasserseite nach der Wende- und Schlagsäule zu verjüngt, um bei jenen an Stärke zu sparen, deshalb auch meist quadratischer oder hochkantiger Querschnitt.

Streben und Bohlen nicht steiler als 30° zur Wendesäule, mit den Riegeln zur Hälfte überschnitten. Aufsenseite bündig mit den Bekleidungsbohlen; mit Versatz in die Umrahmungshölzer eingelassen. Stärke doppelt so grofs wie die der Bohlen, die 5 bis 8 cm stark sind. Umfangshölzer am besten alle gleich stark; Breite gröfser als Dicke, etwa 5 : 4 bis 6 : 4. Schlagsäule oben und unten vorstehend. Wendesäule oben vorstehend. Zugstange am besten beiderseitig mit Spannvorrichtung. Beschläge zur Verbindung der Riegel mit den Säulen bündig eingelassen.

Eiserne Stemmtore. Bei geringen Weiten ($< \sim 14$ m) meist einfache Blechhaut, bei gröfseren doppelte, die ganz oder zum Teil als Schwimmkasten ausgebildet wird. Tore entweder eben mit ebenem oder Buckelblech oder gekrümmt mit glattem oder Wellblech. Zur Dichtung dienen Holzleisten und Holzanschläge, fest oder beweglich.

Zapfen. Unterer Zapfen in dem Boden der Schleuse, Pfanne an der Wendesäule befestigt. Halbkugelförmig oder zylindrisch mit Kugelkalotte. Bedeutet

r den Halbmesser der Kalotte in cm,
σ_d die zulässige Beanspruchung in t/qm (0,75 bis 1,5 t/qm für Schmiedeisen, 1,0 bis 2,0 t/qm für Gufsstahl),
V den senkrechten Zapfendruck,
Z den wagerechten Zapfendruck,
α den halben Zentriwinkel der Kugelkalotte,

so ist (nach Landsberg) $r \geqq 0{,}691 \sqrt{\dfrac{V}{\sigma(1 - \cos^3 \alpha)}}$.

Der Zapfendurchmesser wird $d = 2R \sin \alpha$.

Damit der Druck die Kalotte im mittleren Drittel schneidet, mufs sein:

$$\operatorname{tg} \frac{\alpha}{3} \geqq \frac{Z}{V}$$

Der obere Zapfen am besten so anzuordnen, dafs das Tor senkrecht ausgehoben werden kann. Halsband um den Zapfen, deshalb

von der Verankerung getrennt. Gute Einstellung erforderlich, damit Drehachse lotrecht. Verankerung so, dafs nur Zug auftritt, genügend Mauerwerk gefafst wird (Verästelung der Anker) und der Druck im Mauerwerk die zulässige Gröfse nicht überschreitet. Bei grofsen Toren Entlastung der Zapfen von dem Stemmdruck, Ausbildung besonderer Stemmlager an der Schlagsäule; zuweilen Laufrollen an der Schlagsäule; Vorrichtungen zum Stützen lange offenstehender Tore.

Bewegung der Stemmtore. Bezeichnet

Q_1 den Widerstand gegen die Bewegung des Tores infolge der Reibung am Zapfen und Halsband in t,
Q_2 den Widerstand des Wassers in t,
$\mu = \sim 0{,}4$ den Beiwert der Zapfenreibung,
q den Hebelarm von Q in bezug auf die Drehachse in m,
V den lotrechten Zapfendruck in t,
H den wagerechten Zug im Halsband in t,
d den Durchmesser des Zapfens in m,
d_1 den Durchmesser des Halsbandes in m,
l die Länge des Tores in m,
S die eingetauchte Fläche in qm,
v die mittlere Geschwindigkeit des Tores in m/sk,
Δ den Unterschied der Wasserstände vor und hinter dem bewegten Tore in m,

so ist der Gesamtwiderstand (nach Landsberg)

$$Q = Q_1 + Q_2 = \frac{1}{4\,q}\,[\mu\,(V d + 2\,Z\,d_1) + S\,l\,(225\,v^2 + 2000\,\Delta)].$$

Bildet die bewegende Kraft R bei irgend einer Torstellung den Winkel φ mit der Winkelrechten zur Torfläche, so ist ihre Gröfse in t

$$R = \frac{Q}{\cos\varphi}.$$

Bei halb geöffnetem Tore ist gewöhnlich $\varphi = 0$.

Δ wird grofs, wenn das Tor sich der Tornische nähert, wenn nicht das Abströmen des Wassers besonders erleichtert wird.

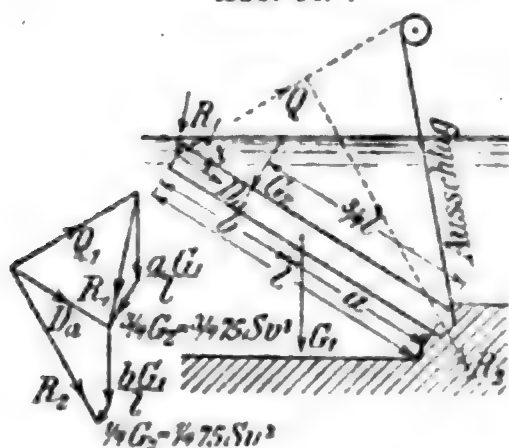
Q greift in etwa halber Torhöhe im Abstande von 0,5 bis 0,75 l von der Drehachse an, R bei kleinen Toren meist oben, über Wasser, bei gröfseren möglichst in der Nähe des Angriffs von Q, um Verbiegungen zu vermeiden, bei Toren mit Laufrollen ganz unten, dsgl. bei Toren mit gekreuzten Ketten. Bewegung bei kleineren Toren (6 bis 7 m Schleusenweite) oder selten benutzten gröfseren durch Menschenkraft (Schiebestange, Drehbaum, Schiebebaum mit Winde, Zahnquadrant oder Zahnstange mit Winde oder Gangspill); bei gröfseren und viel bewegten Toren durch Druckwasser, auch unter Ausnutzung des Schleusengefälles (System Nyholm), (mittels Zahnstangen, Schwinghebeln, Ketten oder unmittelbar auf das Tor wirkenden Druckwasserpressen); durch Druckluft (mittels Zahnstange und Zahnrad, das durch eine mit Druckluft zeitweise entlastete Taucherglocke und ein Gegengewicht in verschiedenem Sinne gedreht wird) oder durch Elektrizität.

Aehnlich ist die Bewegungsvorrichtung für einflüglige Tore mit senkrechter Drehachse und Fächertore.

Klapptore, meist mit Luftkasten, werden durch Ketten, die durch Winden mit Menschenkraft oder Druckwasser getrieben werden, oder durch eingeblasene Prefsluft gehoben und durch ihr eigenes Gewicht gesenkt.

Der Kettenzug Q mufs die Komponente des Torgewichts G_1, des Bewegungswiderstandes G_2 des Wassers und die Reibung des Zapfendrucks R_2 an der Drehschwelle überwinden, der zum Teil durch G_1, zum Teil durch G_2 erzeugt wird. Lagerung in Kurbeln, damit beim Einklemmen von Fremdkörpern oder Bewegungen des Mauerwerks ein Bruch der Lager vermieden wird. Anschlag etwa 1 : 7 bis 1 : 12 gegen die Lotrechte.

Abb. 54.



Der Bewegungswiderstand wirkt senkrecht zur Torfläche und beträgt (nach Landsberg) $G_2 = 75\,S\,v^2$ in t (S = Torfläche in qm, v = mittlere Geschwindigkeit in m/sk); der Angriffspunkt liegt in 0,75 l von der Drehachse.

Nach den Bezeichnungen der Abb. 54 ist

$$Q = Q_1 + R_2 \cdot \frac{r\,\mu}{l \sin \alpha},$$

wo r den Zapfen bzw. den Wendeschwellenhalbmesser, μ den Beiwert der Reibung bedeutet (für Zapfen = 0,3, für Reibung der Schwelle bis 0,7).

Beim Anfang des Schliefsens wird Q gewöhnlich am gröfsten

$$Q = \left(\frac{a\,G_1}{l} + \frac{3}{4}\,75\,S\,v^2\right)\frac{1}{\sin\alpha} + \left(\frac{b\,G_1}{l} + \frac{1}{4}\,75\,S\,v^2\right)\frac{\mu\,r}{l \sin\alpha \cos\alpha}.$$

Schiebetore haben folgende Widerstände:

1. Reibung des Tores auf den Gleitbahnen bzw. in den Rollen.

$Q_1 = \mu\,G$ für Gleitwiderstand,

$\mu = \sim 0{,}4$ für Eisen auf Stein, $= \sim 0{,}6$ für Holz auf Stein, $= \sim 0{,}65$ für Eisen auf Holz,

G = Gewicht abzüglich Auftrieb,

$Q_1 = \frac{G}{R}(f + \mu_1 r)$ für Rollwiderstand, worin

R = Halbmesser der Rollen in mm,

r = Halbmesser der Zapfen in mm,

f = Hebelarm der rollenden Reibung für den Uebergang von Ruhe zur Bewegung = 0,48 bis 0,87 mm; für Bewegung 0,5 mm; eiserne Rollen auf eisernen Bahnen,

$\mu_1 = 0{,}28$ = Zapfenreibungszahl.

2. Widerstand des Wassers.

$Q_2 = 75\,S\,v^2 + 1000\,S'\varDelta$,

S = Flächeninhalt aller einzelnen, der Bewegung entgegengesetzten Teile unter Wasser,

S' = Gesamtprojektion der Stirnwand senkrecht zur Bewegungsrichtung,

$\varDelta$ = Aufstau, möglichst klein zu halten.

3. Widerstand an den Seitenwänden; durch Führungsschienen möglichst klein zu halten. Berücksichtigt durch Vergröfserung der Widerstände zu 2. und 1. um das 1,5- bis 2 fache.

Angriff der Kraft so, dafs Kanten ausgeschlossen.

Uebertragung der Kraft durch Ketten von den Druckwasser- oder Elektromotoren.

Hubtore gewöhnlich mit Gegengewichten, so dafs nur Reibung und wegen Auftrieb wechselndes Uebergewicht des Tores zu überwinden.

Wenn Tore gegen Ueberdruck vor der Ausspiegelung geöffnet werden sollen, so ist die Kraft hiernach zu berechnen.

Torschütze und Umläufe.

Zugschütze. Widerstand gegen Oeffnen = Druck auf Schützfläche × Reibungsbeiwert + Gewicht, wenn letzteres nicht durch Gegengewichte ausgeglichen.

Bei kleinen Schützen oder kleinem Gefälle einfache Hebelübersetzung; sonst Zahnstangen mit Winden.

Durch Rollschütze kann die Reibung, durch Kulissenschütze die Hubhöhe stark vermindert werden. In Umläufen bei hohem Gefälle auch wagerechte Rollschütze.

Drehschütze. Achse lotrecht oder wagerecht; zuweilen um $+e$ aufser der Mitte, so dafs Ueberdruck auf festen Schlufs wirkt. Das Widerstandsmoment M entsteht beim Oeffnen durch Reibung am Zapfen vom Durchmesser d, durch den hydrostatischen Druck auf die ganze Klappe D und M' bei der Bewegung durch den hydraulischen Druck.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 55 ist

$$M = D\left(e + \frac{c}{2} + \mu\frac{d}{2}\right), \qquad M' = 0{,}9\,D\left(0{,}075\,b + e + \mu\frac{d}{2}\right)$$

(nach Lickfeld, Z. Bauwesen 1892 S. 385).

Um bei Oeffnung den hydraulischen Druck auf die Klappenhälfte, die sich mit dem strömenden Wasser bewegt, zu vergröfsern und so das Oeffnen zu erleichtern, hat man diese Klappenhälfte verlängert oder in der anderen vorher zu öffnende Hülfsklappen angebracht, oder die Schützöffnung durch eine Anzahl kleiner Drehschütze (Jalousieschütze) verschlossen.

Abb. 55.

Zylinderschütze. Widerstand gegen Bewegung sehr klein, da Gewicht leicht auszugleichen ist und hydrostatische und hydraulische Widerstände bei richtigem Sitz im Zylindermantel gering. Entweder als „hohe Zylinderschütze" bis zum Oberwasser offen durchreichend, oder als „niedrige Zylinderschütze" ausgebildet, wobei das Schütz in eine geschlossene, dicht anschiefsende Glocke aufgezogen wird.

Segmentschütze in Umläufen, besonders für hohe Gefälle; wegen Formänderung steife Bauart. Welle wenig exzentrisch gelagert gegen Zylindermantel, so dafs er sich leicht vom Rahmen abhebt.

C. Schiffshebewerke.*)

Zur Ueberwindung grofser Höhenunterschiede; Hebung teils auf geneigter Ebene — entweder quergeneigt oder längsgeneigt —, teils lotrecht. Trockenförderung nur bei kleinen Schiffen (wegen der zu starken Beanspruchung des Schiffskörpers). Nachgiebige Stützung des Schiffskörpers vorgeschlagen. Schwimmende Beförderung in beweglicher Kammer trotz der grofsen toten Last für grofse Schiffe allein ausgeführt. Längsgeneigte Hebewerke, d. h. solche, bei denen der Trog in seiner Längsrichtung bewegt wird, sind 1 : 8 bis 1 : 20 geplant; quergeneigte 1 : 2 bis 1 : 8. Stützung durch Räder, die durch Tragfedern, Drahtseile, die über Rollen laufen, oder durch Prefswasserkolben gleiche Belastung erhalten; oder durch Gleitschuhe, die durch Prefswasser von der Gleitbahn abgehoben werden; oder durch Wälzungsrollen, die durch eine Kette ohne Ende von dem Wagen mitgeführt werden.

Fahrgeschwindigkeit gewöhnlich bis zu 1 m/sk angenommen.

Das Gewicht des Wagens wird entweder durch einen zweiten Wagen ausgeglichen, der mit dem ersten durch ein über eine liegende Seilscheibe geführtes Drahtseil verbunden ist, oder besser durch Gegengewichte, die unter oder neben dem Schleusenwagen auf besonderen Gleisen laufen; durch letztere Anordnung sind die beiden Hebewerke unabhängig. Auch elektrischer Ausgleich ist vorgeschlagen, wobei der niedersteigende Wagen auf einen Sammler arbeitet und so gebremst wird.

Längsgeneigte Hebewerke haben vor den quergeneigten folgende Vorzüge voraus:

1. Das Hebewerk ersetzt ein gleich langes Kanalstück;
2. besondere Geradführung des Wagens ist nicht nötig;
3. die Zahl der Gleise ist geringer;
4. die Bauwerke zum Anschlufs des Troges an den Kanal sind billiger.

Nachteile der längsgeneigten Hebewerke sind:

1. Die Höhe der Wagen am unteren Ende des Schleusentroges wird grofs.
2. Da die Schiffe sich vor der Einfahrt begegnen müssen, aber nicht wie bei den quergeneigten Ebenen gleichzeitig aus- und einfahren, so ist die Leistungsfähigkeit geringer.
3. Die Wasserschwankungen durch die Beschleunigung usw. sind gröfser.
4. Die Bahnlänge wird wegen der geringeren Steigung gröfser.

Vorgeschlagen ist als besondere Art der quergeneigten Hebewerke die Schiffstrommel, bestehend in einem ins Unter- und ins Oberwasser einrollenden Blechzylinder von 70 m Länge, 16 m Durchmesser

*) Deutsche Bauz. 1888 S. 591 und Z. d. V. d. I. 1890 S. 280. Schiffshebewerke bei Fontinette und La Louvière. — Riedler, Neuere Schiffshebewerke, 1897. — Z. d. V. d. I. 1896 S. 57 u. 165, 1899 S. 941. — Z. Bauwesen. 1901 bis 1902. Bau des Dortmund-Ems-Kanals über Schiffshebewerk bei Henrichenburg. 1902. Wilhelm Ernst & Sohn. — Oesterr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1902 S. 1. Schönbach, Neue Entw. f. Schiffshebewerke d. Donau-Moldau-Kanals. — Prüsmann, Vergl. von mechan. Hebewerken und Schleusen. Berlin 1905. Wilhelm Ernst & Sohn. — Ueberwindung grofser Gefälle bei Schiffahrtkanälen. Z. d. V. d. I. 1903 S. 1017. — Wettbewerb um Hebewerk im Donau-Oder-Kanal. Deutsche Bauz. 1904 S. 649; Oesterr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1904 S. 271 u. 758; Zentralbl. Bauv. 1905 S. 125; Z. d. V. d. I. 1904 S. 1964. — Schiffshebewerk a. Trentkanal. Z. d. V. d. I. 1907 S. 799. — Die Wirtschaftlichkeit von Schiffshebewerken, Z. d. V. d. I. 1907 S. 1925. — Hebewerk Niederfinow am Grofschiffahrtweg. Deutsche Bauz. 1912 S. 130; Z. f. Binnensch. 1910 S. 644; Schiff 1907 S. 59. — Z. Bauwesen 1905 S. 500, 1906 S. 359.

mit Stirnwänden, die eine konzentrische Oeffnung zum Ein- und Ausfahren der Schiffe von 9,5 m Durchmesser freilassen, ohne Tore oder Schützen und mit vier Laufringen, denen vier breite Schienen der Bahn entsprechen. Fortwälzung durch Abwicklung von angetriebenen Drahtseilen. In etwas anderer Form als Schleusentrog vorgeschlagen, der sich mittels Wälzungsrollen gegen die Innenseite von grofsen Wälzungszylindern stützt, die auf Rollbahnen laufen.

Senkrechte Hebewerke sind für kleine Schiffe als Doppeltröge ausgebildet, die durch Ketten, die über Rollen laufen, im Gleichgewicht gehalten werden. Statt des zweiten Troges auch Gegengewichte. Bei gröfseren Anlagen ruht der Trog auf einem oder mehreren Druckwasserkolben oder auf Schwimmern, oder er hängt in Zapfen auf Wagebalken, die auf Türmen gelagert sind. Geradführung von besonderer Wichtigkeit, durch hydraulische Steuerung, Gleitbacken, Zahnstangen oder Schraubenspindeln.

Vorgeschlagen sind ferner senkrechte Hebewerke in Gestalt eines wagerecht schwimmenden, drehbaren Zylinders, der gleichlaufend zu seiner Achse zwei Tröge zur Aufnahme eines aufsteigenden und eines absteigenden Schiffes hat, oder eines zweiarmigen Hebels, der sich auf einen schwimmenden wagerechten Zylinder stützt und an seinen Enden Schleusentröge trägt, oder eines unter Wasser liegenden zylinderförmigen, ganz geschlossenen Schleusentroges, der, im Gleichgewicht befindlich, in einem Schacht auf und nieder bewegt wird und an seinen Stirnwänden mit dem Ober- und Unterwasser zur Aufnahme des Schiffes in Verbindung gesetzt werden kann (Tauchschleuse).

Anwendungsgebiete.

Wesentlich spricht die Geländegestaltung bei der Wahl des Hebewerks mit, um hohe Dämme und tiefe Einschnitte zu vermeiden; andererseits hängt die Linienführung des Kanals von den geplanten Hebewerken ab; ferner sind Wassermenge und Baugrund von Wichtigkeit. Bis etwa 10 m Hubhöhe ist die einfache Schleuse (mit Sparbecken) gewöhnlich am Platze, bis 20 m auch als Schachtschleuse oder Schleusentreppe, wenn reichlich Wasser vorhanden ist und der Verkehr mäfsig. Bei geringer Wassermenge kommen bis zu 20 m Hubhöhe längs- und quergeneigte Ebenen, senkrechte Hebewerke mit Gegengewichten, Druckwasserhebewerke und Tauchschleusen in Frage, Schwimmerhebewerke nur bei sehr günstigem Baugrund; Schleusentrog an Wagebalken mit 36 m Hubhöhe im Bau. Zwischen 20 und 30 m Hubhöhe werden längs- und quergeneigte Ebenen, über 30 m quergeneigte Ebenen und über 40 m Schiffstrommeln empfohlen.

IV. Flufsmündungen und Seekanäle.*)

Die Gestaltung und die baulichen Mafsnahmen bei Flufsmündungen, d. h. den vom Meere abhängigen Flufsstrecken, richten sich wesentlich:

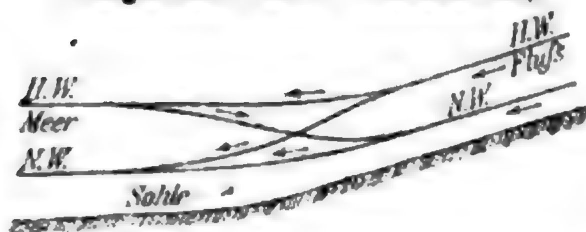
*) H. d. I. 1900 III. 3. 1. — Fortschr. d. Ing.-Wiss., 2. Grupp., 2. Heft. (Seekanäle, Strommündungen, Seehäfen.) — Z. Bauwesen 1896 bis 1899, Kaiser-Wilhelm-Kanal. — Zentralbl. Bauv. 1907 S. 461, Erweiterung desselben. — Zentralbl. Bauv. 1903 S. 244, Seekanäle. — F. W. O. Schulze, Seehafenbau. I. u. II Bd. 1910/1913. Wilhelm Ernst & Sohn. — Fülscher, Der Bau des Kaiser-Wilhelm-Kanals 1898/99. Wilhelm Ernst & Sohn.

1. nach der Gröfse, dem Wasserstandwechsel und der Sinkstoffführung des Flusses; 2. nach der Eigenart des Meeres, insbesondere der Tiefe, der Küstenströmung, der Delta- und Haffbildung, der Höhe von Sturmfluten und vor allem nach dem Vorhandensein von Ebbe und Flut.

Deltabildungen bei starker Flut nur bei grofsen, sinkstoffreichen Flüssen, bei schwacher Flut auch bei kleineren.

Gefälle und Fliefsrichtung wechseln bei Flut oder bei landwärts wehenden Winden eine Zeitlang. Geschwindigkeit, Querschnitt und Wassermenge stehen deshalb nicht wie beim oberen Flufslauf in fester Beziehung. Durch gleichzeitige Beobachtung in kurzen Zeiträumen an mehreren Punkten mufs die Hebung oder Senkung der Wasserstände bestimmt und hieraus in Verbindung mit der Fläche die ein- oder ausgeströmte Wassermasse berechnet werden. Dabei ist der Zuflufs des Flufswassers von oben zu berücksichtigen.

Abb. 56.
Längsschnitt einer Flufsmündung.



Im allgemeinen unterscheidet man Mündungen mit schwacher und mit starker Flut.

A. Mündungen mit schwacher Flut

gehen entweder unmittelbar ins Meer oder mittelbar zunächst in eine Bucht (Haff), wo sich das Wasser klärt, und aus dieser durch eine zweite Mündung (Seetief) in das Meer. Das Haff wirkt als Spülbecken für die zweite Mündung, die deshalb meist mächtiger ist als die erste.

Die Regelung des Seetiefs erfolgt zumeist zugunsten der Schiffahrt; die Landwirtschaft wird wenig berührt. Regelungsmittel sind: Festlegung der Ufer in zweckmäfsiger Breite, schlanke Linienführung, Vermeidung von Gefällverlusten, Spülung der sich aufserhalb und innerhalb bildenden Barren und Sandbänke durch Führung des Wassers mittels Molen und Leitwerke unter Wasser. In der ersten Mündung in die Bucht gewöhnlich Deltabildung.

(Beispiele: Odermündung, Nogatmündung, Pomündung.)

Bei unmittelbarer Ausmündung in das Meer sind meist landwirtschaftliche und Schiffahrtsinteressen wahrzunehmen. Der durch HW des Flusses und HW des Meeres erzeugte Wasserstand kommt für die Deichhöhe in Betracht, der von HW des Flusses und MW des Meeres erzeugte für die Entwässerung der Niederungen; die Wassermenge mufs ohne schädlichen Aufstau abgeführt werden; MW des Flusses in Verbindung mit MW und NW des Meeres sind wegen ihrer Dauer besonders für die Ausbildung der MW-Flufsquerschnitte bedeutsam. Innerhalb der MW-Querschnitte werden die NW-Querschnitte angeordnet; ihre Abmessungen sind durch die Verbindung von HW, MW und NW des Flusses mit NW des Meeres bedingt.

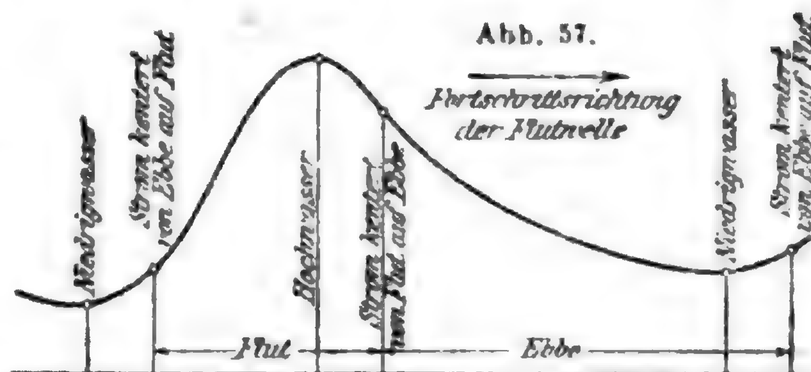
Das HW-Bett ist in den oberen Strecken durch Deiche und Hochufer, weiter seewärts durch Sandbänke begrenzt: das MW-Bett wird wie bei den oberen Flufsstrecken ausgebildet; (Buhnen, Deckwerke,

Längswerke), das NW-Bett durch Niedrigwasser-Leitwerke. In der untersten Strecke des Mündungsgebiets werden hauptsächlich Molen zur Festlegung der Schiffahrtrinne verwendet, daneben zur Unterstützung Baggerungen.

(Beispiele: Donau, Weichsel bei Neufähr und Weichseldurchstich, Rhone, Mississippi.)

B. Mündungen mit starker Flut.

Die Meeresflutwelle läuft in der Flufsmündung so weit nach oben, bis ihre lebendige Kraft erschöpft ist (Flutgrenze). Auf dem vor dem Scheitel (dem HW) liegenden Abhang der Flutwelle herrscht Flutströmung (landeinwärts), auf dem hinteren Abhang (der Ebbe) Ebbeströmung (seewärts); jedoch greift meistens der Flutstrom über den Scheitel in die Ebbe über, der Ebbestrom über den Niedrigwasserstand in die Flut. Die auflaufende Flut staut auch das Oberwasser des Flusses zurück, an einer Stelle strömen von oben und unten gleich grofse Wassermengen zu, der Wasserstand hebt sich ohne Strömung, Grenze des Flutstromes; hier bildet sich gewöhnlich die obere Barre.



Die Geschwindigkeit v der Flutwelle in einem regelmäfsigen Kanal bei der Tiefe h des Schwerpunktes der Wassermasse unter dem Spiegel ist näherungsweise $v = \sqrt{2\, g\, \frac{h}{2}}$, wo $g = 9{,}81$ m/sk^2 die Erdbeschleunigung ist. Der Wellenberg läuft wegen der gröfseren Tiefe schneller als das Wellental, daher wird die Flutdauer flufsaufwärts immer kürzer. Bei starker Flut und geringer Wassertiefe holt der Wellenberg das Wellental ein, und es bildet sich eine brandend fortschreitende „Bore". — Für die Beurteilung des Zustandes eines Flusses kommen die Hoch- und Niedrigwasserlinien in Betracht, d. h. die Verbindung der Wellenscheitel und -täler längs des Laufes; diese Wasserstände sind aber nie gleichzeitig. Die Fluthöhen einzelner Sturmfluten sind besonders an den stromaufwärts gelegenen Punkten von den Wasserständen der vorhergehenden Flut abhängig.

Grundsatz für die Verbesserung von Flufsmündungen im Flutgebiet ist, die lebendige Kraft der einlaufenden Flutwelle, d. h. Wassermenge und Geschwindigkeit, möglichst zu erhalten. Deshalb müssen alle Hindernisse der Bewegung möglichst beseitigt werden: scharfe Krümmungen, Stromspaltungen, Barren, Wechsel in der Querschnittgröfse und Gestalt, Rauhigkeit des Bettes (z. B. durch Buhneneinbauten).

Für die Handelsinteressen ist es vorteilhaft, die Vertiefung durch die Tideströmung möglichst weit flufsaufwärts auszudehnen. Bauliche **Hülfsmittel** zur Verbesserung sind:

Durchstiche und Abgrabungen zur Beseitigung von Krümmungen — gewöhnlich nur im oberen Teil des Flutgebiets ausführbar —, Querschnitte voll auszuheben.

Absperrungen von Nebenarmen, stets am oberen Ende; grofse Nebenarme bleiben als Spülbecken für die untere Strecke offen, kleine werden mit Baggergut zugeschüttet. Festlegung des Niedrigwasserbettes, um die gesamte Wassermenge vor und nach NW in einheitlichem, möglichst schlankem, glattem Bett zu dessen Räumung zusammenzuhalten (Leitwerke in NW-Höhe).

Baggerungen sind während der Bauausführung, zur Beseitigung fester Bodenschichten und plötzlich eintretender Versandungen (nach Sturmfluten oder Flufshochwasser) und zur Vermehrung der durch die natürliche Spülung erzeugten Tiefe noch weiter flufsaufwärts am Platze; sonst gewöhnlich zu kostspielig.

Bauentwurf in Karten in verschiedenem Mafsstab 1 : 100 000 bis 1 : 50 000 (Uebersichtsplan), 1 : 20 000 bis 1 : 10 000 (Hauptplan), 1 : 2000 bis 1 : 5000 (Ausführungsplan) einzutragen. Karten mit Horizontallinien (Tiefenlinien), die auf NN bezogen sind, versehen; Peilung der Tiefen bei Querschnitten bis 400 m Breite mittels Peilleine unter genauer Zeitangabe und gleichzeitiger Beobachtung der Pegel. Bei gröfseren Breiten von gleichmäfsig laufenden Ruder- oder Motorbooten aus, die sich in festgelegten Richtungen nach Landmarken oder nach dem Kompafs bewegen und in kurzen Zeiträumen vom Lande aus mittels Theodoliten, vom Boot aus mittels Sextant eingemessen werden; die zwischen die eingemessenen Punkte fallenden Tiefenmessungen werden gleichmäfsig verteilt.

Ferner werden die Flutkurven (Höhen 1 : 20 bis 1 : 25) mit selbstaufzeichnenden Pegeln für eine Anzahl der wichtigeren Punkte längere Zeit hindurch festgestellt, um danach die mittlere Flutkurve jedes Ortes und die Fortpflanzungsgeschwindigkeit des HW zu bestimmen.

Hieraus sind einzelne Hindernisse der Flutbewegung zu erkennen, das hydraulische Vermögen an jeder Stelle zu bemessen und die durch die Regelung zu erreichende HW- und NW-Höhe, die Vermehrung der Wassermenge, die neue Sohllage und die Gestalt der Querschnitte zu ermitteln.

C. Seekanäle.

Seekanäle sind künstliche, von Flufsmündungen unabhängige Wasserstrafsen für die grofse Seeschiffahrt; Seeleichterverkehr und Küstenschiffahrt zählen hierbei nicht mit. Sie bilden teils Verbesserungen natürlicher Wasserstrafsen, teils vollständig neue künstliche Durchstiche, teils Stichkanäle von der See nach Binnenstädten.

Sie sollen Meeresteile oder Binnengewässer tiefergehenden Seeschiffen zugänglich machen, als es von Natur aus möglich ist, oder den Seeweg zwischen Handelsstädten abkürzen, oder besonders gefährliche Meeresteile umgehen, oder den Seeverkehr möglichst weit ins Binnenland einführen.

Zu unterscheiden sind „Seespiegelkanäle“ ohne oder mit Abschlufsschleusen zur Fernhaltung aufsergewöhnlicher Wasserstände und „Schleusenkanäle“ mit einzelnen Haltungen in verschiedenen

Höhenlagen (Scheitelkanäle und Seitenkanäle wie bei Binnenschiffahrtkanälen).

Die Abmessungen müssen auf die Steigerung der Schiffsgröfsen Rücksicht nehmen und hängen im übrigen von der Beschaffenheit der Meeresteile ab, in die die Seekanäle münden. Tiefe etwa 1 m gröfser als die tiefstgehenden Schiffe, Wasserquerschnitt mindestens das Sechsfache des gröfsten eingetauchten Schiffsquerschnitts. Für die allergröfsten Schiffe werden gewöhnlich Ausweichstellen angelegt. Die Krümmungen sind möglichst schlank zu gestalten ($R \geqq 2000$ m) und erhalten entsprechende Verbreiterungen.

Wegen der in Seespiegelkanälen auftretenden Strömungsgeschwindigkeiten s. Zentralbl. Bauv. 1907 S. 496.

Angaben über einige Seekanäle.

Kaiser-Wilhelm-Kanal, als einfacher Durchstich mit der Spiegelhöhe des MW der Ostsee durchgeführt; Abschlufsschleusen an beiden Enden. Die Ostseeschleusen werden bei Wasserständen 0.5 m über oder unter dem MW geschlossen, sind sonst offen; die Nordseeschleusen werden bei jeder Ebbe von der halben Tide an geöffnet gehalten bis zu einem 0,5 m unter dem gewöhnlichen Ebbewasserstand liegenden Stande; bei steigendem Wasser zur Abhaltung des schlickhaltigen Elbewassers geschlossen.

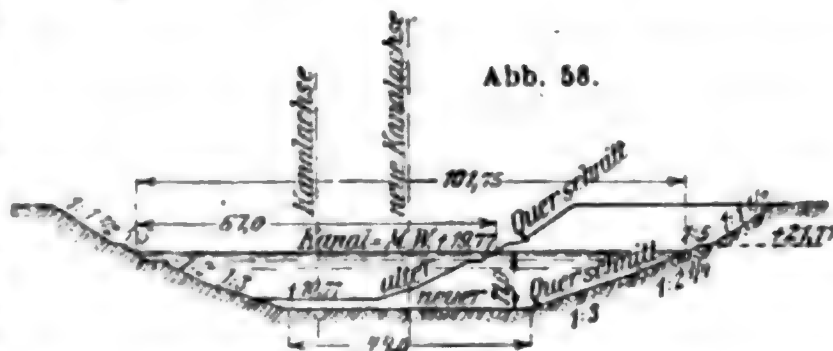
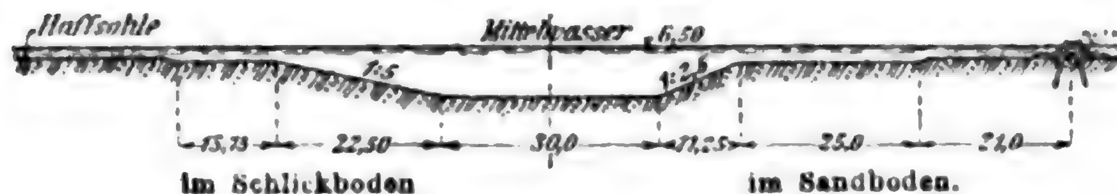


Abb. 58.

Ursprüngliche Abmessungen: Entwässerung der Niederungen gewöhnlich nach der Nordsee zu; deshalb auf 60 km 1,27 m Sohlgefälle von 1 : 200 000 bis 1 : 25 000; Sohlbreite = 22 m, Wasserspiegelbreite = 65 m, Tiefe bei NW = 9 m, Querschnitt $F = \sim 380$ qm, Handelsschiffe für etwa 6 m Tiefgang und 12 m Breite mit rd. $f = 60$ qm Querschnitt

Abb. 59 u. 60.

Querschnitt des Königsberger Seekanals



im Schlickboden im Sandboden.

Leitdamm.

(Verhältnis $f : F = 1 : 6,3$, Fahrgeschwindigkeit bis 10 km/st). Abmessungen durch die Kriegsschiffe bedingt. Schärfste Krümmung $R = 1000$ m; in Krümmungen Verbreiterung um $\varDelta_b = 2b - 0,01 R$; 6 Ausweichstellen von 450 m Länge und 60 m Breite für grofse Schiffe. Schleusen 150 m Länge, 25 m nutzbare Breite; 9,97 bzw. 9,77 m Drempeltiefe bei Normalspiegel, mit zwei Toren an jedem Haupt, die nach beiden Richtungen kehren; aufserdem ein Mittelhaupt mit Toren, die auch bei starker Strömung zu schliefsen sind. Schleusen verdoppelt. Durchfahrtböhe unter den festen Brücken 42 m. Der Kanal wird

z. Z. erweitert auf 11 m Tiefe, 44 m Sohlbreite; 101,75 m Spiegelbreite und 825 qm Querschnitt; neue Schleusen 330 m lang, 45 m breit, 13,77 m bei MW, 12,0 m bei NW tief, mit Mitteltor. 10 zweiseitige Ausweichen von 600 bis 1100 m Länge, 134 und 164 m Sohlbreite; 1 einseitige Weiche 1400 m lang, 89 m breit; 4 Wendeplätze 300 m Durchm. Uferbefestigung Steinbewurf von 2 m unter MW bis 1,0 m darüber. Die Entwässerung der Marschen soll unabhängig vom Kanal werden.

Kaiserfahrt zwischen Swinemünde und Stettin 7 m Tiefe, 120 m Breite, im Bau Vertiefung auf mindestens 8 m (bei NW) und Verbreiterung im Haff auf 150 m, im Papenwasser auf 100 m.

Königsberger Seekanal, 6,5 m Tiefe unter MW, 30 m Sohlbreite ohne Schleusen. Ausweichstellen 320 m lang, für größere Schiffe. In den Krümmungen Verbreiterungen der Sohle auf 40 m.

Petersburger Seekanal, gebaggerte Rinne bis Kronstadt von 84 m Breite und 6,5 m Tiefe, ohne Schleusen. Soll auf 8,5 m vertieft werden.

Amsterdamer Seekanal. Von der Nordsee zur Zuidersee mit zwei Schleusenabschlüssen. Sohlbreite 25 m, Spiegelbreite 60 m, Tiefe 8,5 m. Geplant Vertiefung auf 9,5 m. Verbreiterung der Sohle auf 50 m, des Spiegels auf 110,68 m mit einem Querschnitt von 788 qm.

Drei Schleusen bei Ymuiden:

Länge	60,00 m	120,00 m	215,00 m
Breite	12,50 „	18,00 „	25,00 „
Tiefe	—	—	9,50 „

Drei Schleusen nach der Zuidersee:

Länge	93,00 m	73,00 m	73,00 m
Breite	21,75 „	10,50 „	10,50 „

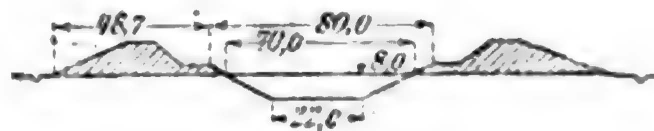
Der Seekanal nach Manchester. Schleusenkanal mit fünf Haltungen, deren unterste in Höhe des mittleren HW des Mersey liegt und durch drei Schleusen zugänglich ist:

Länge	182,90 m	106,70 m	45,70 m
Breite	24,38 „	15,24 „	9,14 „
Tiefe	8,52 „	—	—

Bei höheren Wasserständen tritt das HW durch die Schleusen, zwei Schützenwehre von je 6 m Breite und drei Ueberfallwehre von je 90 m Länge in den Kanal. Dieser ist

Abb. 61.

Abb. 62.



durch Tondämme mit Bruchsteinverkleidung gegen den Mersey abgeschlossen. Die weiteren Doppelschleusen haben 5,03 bis 3,96 m Gefälle und Abmessungen wie die beiden größeren des Zugangs. Speisung durch den Irwell und Mersey.

Sohlbreite 36,6 m, Spiegelbreite 52,4 m. Wassertiefe 7,92 m. Querschnitt 352 qm. Böschungen in Erde 1:1,5 mit Steinabdeckung, in Fels 6:1. Oberste Haltung als Hafen von 51,84 m Sohlbreite.

Seekanal von Brügge. Von der Nordsee bei Zeebrügge nach Brügge. Flutwechsel 4,5 m. Abschluß durch eine Schleuse von 20 m lichter Weite und 158 m Länge. Drempeltiefe 9,50 m bei Hochwasser. Schiebetore. Kanal hat 22 m Sohlbreite, 70 m Spiegelbreite und 8 m Wassertiefe.

Seekanal Brüssel—Antwerpen. Schleusenkanal mit vier Schleusen; oberste Haltung 15 m über der Schelde, Sohlbreite 20 m, Wassertiefe 6,5 m.

Suez-Kanal. Offener Durchstich ohne Schleusen; auf den größten Teil der Gesamtlänge von 162 km i. J. 1912 45 m Sohlbreite, 10 m Tiefe bei Springtide. Vertiefung auf 12 m in Ausführung, so daß im Flutgebiet in 60 m Breite mindestens 10 m erreicht werden.

Panama-Kanal. Im Bau. Scheitelhaltung 26 m über den Endhaltungen, schwankend um + 0,6 und — 0,9 m. Im Kulebra-Einschnitt 92 m Sohlbreite, 13,7 m Tiefe. Oestlicher Meeresspiegel Kanal mit 153 m Sohlbreite und 12,5 Tiefe, westlicher wegen Flutwechsel mit 13,5 m Tiefe. Schleusenabmessungen: 305 m lang, 33,5 m breit, 12,5 m tief.

Cod-Kap-Kanal (Nordamerika). Tiefe 7,6 m bei NW, Vertiefung auf 10,3 m vorgesehen, Sohlbreite 30 m, Spiegelbreite 76 m. Hubbrücken von 50 m Lichtweite. Wasserwechsel auf Nordseite 2,4 bis 2,7 m, auf Südseite 1,2 bis 1,5 m. Wassergeschwindigkeit i. M. zu 0,76 m/sk, höchstens zu 1,82 m/sk berechnet.

V. Landwirtschaftlicher Wasserbau.*)

A. Ent- und Bewässerung von Ländereien.

Entwässerung läfst sich erreichen: 1. durch Beschaffung und Erhaltung des natürlichen Gefälles des Wassers, und zwar a) durch Instandsetzung und Unterhaltuug der Gräben, Bäche und Flüsse (Krauten und Räumen); b) durch Erweiterung von Durchlässen und Brücken; c) durch Regelung und Bändigung der Wasserläufe; d) durch Beseitigung oder Tieferlegung von Stauwerken und Anlage von Flutgräben und e) durch Tieferlegung von Teich- und Seespiegeln; 2. auf künstlichem Wege a) durch Hebung des Wassers; b) durch Versenken des Wassers in tief gelegene wasserführende Schichten oder c) durch Aufhöhen des zu entwässernden Landes.

Die Entwässerung einzelner Ländereien erfolgt durch offene Gräben, verdeckte Gräben (Drainagen), unter Umständen durch Anpflanzungen.

1. Entwässerungsanlagen.

a) **Schöpfwerke** zur künstlichen Hebung des Wassers kommen hauptsächlich an den eingedeichten Niederungen grofser Flüsse und des Meeres vor. Sie haben meist Auslafsschleusen (Siele) zur natürlichen Entwässerung, soweit diese möglich ist, mitunter Einlafsschleusen zur Erhöhung des Binnenwasserstandes. Durch Randgräben wird der Zuflufs fremden Wassers, das noch natürliche Vorflut hat, von der Niederung abgehalten. Gröfsere Seitenzuflüsse werden auch durch Deiche begrenzt und quer durch die Niederung dem Hauptflufs zugeführt. Am tiefsten Punkt der Niederung wird das Schöpfwerk errichtet. Allen dahinführenden Gräben sind reichliche Abmessungen zu geben, um Gefällverluste zu vermeiden und dem Schöpfwerk dauernden Zuflufs zu verschaffen. Bei stark wechselndem Wasserstand im Tidegebiet hebt die Schöpfmaschine zur Ersparnis an Hubhöhe in einen Wasserbehälter (Busen), der sich bei niedrigem Aufsenwasser entleert. Bei der Berechnung der Wassermenge unterscheidet man die Frühjahrsentwässerung zur Beseitigung der aufgespeicherten winterlichen Niederschläge und die Sommerentwässerung zur Beseitigung starker Regenmengen (u. zw. Platzregen oder Landregen) in kurzer Zeit bei hohem Aufsenwasser. Dazu kommt in beiden Fällen das durch den Ueberdruck zugeführte Drängewasser, und das verdunstende Wasser geht ab. Die Schöpfzeit richtet sich nach den Witterungsverhältnissen, der Kulturart und dem Vegetationsbeginn; durchschnittlich 10 bis 30 Tage. Anfang März oder Mitte April soll das Land gewöhnlich wasser-

*) Tolkmitt, Grundlagen des Wasserbaues. Berlin. 2. Aufl. 1907. Wilhelm Ernst & Sohn. — Post, Ueber die verschiedenen Arten von Dampfschöpfwerken, Z. Bauwesen 1894. — Danckwerts usw., Die Eindeichung und Entwässerung des Memeldeltas. 1902. Wilhelm Ernst & Sohn. — H. d. I.-W. III, Bd. VII 1907. — H. d. B. III, Abt. 2, Herst. d. Wasserb. — Neues Dampfschöpfwerk bei Rotterdam, Z. d. V. d. I. 1902 S. 341; Z. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885 S. 258. — Gerhardt, Zentralbl. Bauv. 1890 S. 167, 1891 S. 326, 1892 S. 181 u. 196. — Tolle, Z. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1887 S. 349. — Hydropulsator, Z. d. V. d. I. 1911 S. 1384. — Friedrich, Landwirtsch. Wasserbau. — Zentralbl. Bauv. 1908 S. 613. — Z. d. V. d. I. 1906 S. 588. — Der Kulturtechniker.

frei sein. Solange starke Fröste drohen und bei sehr hohem Aufsenwasser wird nicht gepumpt.

Bei mäfsigem Drängewasserzutritt ist im Durchschnitt bei kleinen Poldern auf 0,8 l/sk für 1 ha zu rechnen, bei grofsen auf 0,3 l/sk. Der gewöhnliche Binnenwasserstand kann angenommen werden:

bei Wiese	auf etwa	0,3	bis 0,4	m	unter Gelände,
„ Weide	„ „	0,5		„	„ „ ,
„ Acker	„ „	1,0	„ 1,25	„	„ „ .

Dabei ist auf die Senkung des Bodens durch Trockenlegen zu achten.

Das Schöpfwerk besteht aus der Wasserhebe- und der Kraftmaschine. Als Wasserhebemaschinen werden angewendet:

1. Wasserschnecken a) ummantelte bis 4,5 m Hubhöhe (30 bis 33° Neigung, bis 8 m Länge, 3 bis 4 Schraubengänge bei $2R = 0{,}2$ bis 1 m Durchm.; unteres Lager zu heben, damit Luft eintreten kann); b) offene bis 3,0 m Hubhöhe (bis 10 m Länge, 2 bis 3 Schraubengänge, bis $2R = 2$ m Durchm.); in Holz oder Eisen, Mantel in Holz oder Stein. Umlaufzahl $n < \frac{21}{R}$ in der Minute; Wirkungsgrad $\eta = 0{,}75$ bis 0,90 (vgl. II. Bd. 2. Abschn. Hebewerke für flüssige Körper).

2. Wurfräder. Aus Holz in 0,45 bis 0,60 m Breite mit 5 bis 6 m Höhe; aus Eisen bis 2,25 m Breite und 8 m Höhe ausgeführt. Innen offen; Hebung bis zur Achse möglich; im allgemeinen bei geringer Hubhöhe (1,5 bis 2 m), grofser Wassermenge und wenig veränderlichem Wasserstand zweckmäfsig. Eintauchtiefe 0,6 bis 0,9 m, Umfangsgeschwindigkeit $u > 0{,}65$ m/sk; am besten 2 bis 2,5 m/sk. Wirkungsgrad $\eta = \sim 0{,}5$. Pumpenräder gestatten wegen der inneren Trommel Hebung bis zum Radscheitel; $u = 1$ bis 1,5 m/sk, $\eta = 0{,}58$.

3. Schleuder- und Kreiselpumpen mit liegender Welle (über Unterwasser) oder stehender Welle. Schleuder- und Kreiselpumpen sind für mittlere und grofse, auch für stark wechselnde Druckhöhen anzuwenden, erfordern geringe Gründungskosten und sind betriebsicher. Wirkungsgrad etwa $\eta \gtreqless 0{,}8$. Berechnung vgl. II. Bd. 2. Abschn. Kreiselpumpen.

4. Kolbenpumpen sind wegen der starken Abnutzung wenig mehr in Gebrauch.

5. Hydropulsator, Vereinigung von Kreiselpumpe und Turbine; unter Ausnutzung von Ebbe und Flut zu betreiben.

Kraftmaschinen. Für Schöpfwerke sind Göpelwerke, Windräder, Dampfmaschinen oder Explosionsmotoren in Gebrauch. Berechnung der Windräder II. Bd. S. 2. Man kann 200 bis 230 Betriebstage rechnen. Leistung einer grofsen Windmühle von 22 bis 28 m Flügellänge durchschnittlich 54,7 cbm in der Minute. In Holland werden 550 bis 700 ha für eine Mühle gerechnet; kleine deutsche Windmühlen von 12 bis 20 m Rutenlänge entwässern je nach der Menge des Drängewassers 60 bis 200 ha.

Im Binnenlande weht durchschnittlich während 6 bis 10 Stunden

an 250	bis 300	Tagen ein Wind mit mindestens	3	bis 4	m/sk,
„ 170	„ 180	„ „ „ „ „	5		„ ,
„ 110	„ 120	„ „ „ „ „	6		„ ,
„ 60	„ 70	„ „ „ „ „	7		„ .

Bei der Berechnung werden etwa 4 bis $4^1/_2$ m in Rechnung gestellt (an der Küste 6 bis 7 m). Der Winddruck beträgt bei

2 m/sk	Windgeschwindigkeit	0,49 kg/qm,
3 „	„	1,10 „ ,
4 „	„	1,96 „ ,
5 „	„	3,06 „ ,
6 „	„	4,40 „ ,
7 „	„	6,00 „ ,
8 „	„	7,84 „ .

Als Aushülfsmotoren werden Pferdegöpel oder Explosionsmotoren gewählt.

Dampfmaschinen sind für gröfsere Entwässerungsanlagen am gebräuchlichsten.

b) Die Wasserableitung durch **Versenken** geschieht entweder durch sehr zahlreiche Bohrlöcher, 5000 bis 6000 auf 1 ha, die bis in die durchlässige Schicht reichen, oder durch Vereinigung in einem Sammelschacht mit Schlammfang, von dem aus das Wasser durch einen Brunnen in den Untergrund geleitet wird.

c) Die **Auflandung (Kolmation)** von Ländereien wird angewendet, wenn ein Absenken des Wassers nicht ausführbar ist. Sinkstoffhaltiges Wasser wird auf die durch niedrige Dämme in Abteilungen zerlegte Fläche geleitet und nach Klärung abgelassen; die jährliche Auflandungshöhe schwankt zwischen 1 und 50 cm. Die Dämme erhalten Einlafsschleusen und Ueberfälle. Die Zuleitungskanäle sind so zu bemessen, dafs das Wasser die Sinkstoffe mit fortführt, bei gröfseren Kanälen für leichten Schlamm Gefälle $J = 0{,}5\,‰$, bei kleineren 3 bis 4 ‰; für Sand 2 ‰ bzw. 10 ‰. Kronenbreite der Umfassungsdämme 1 bis 1,5 m, der Zwischendämme 0,75 bis 1 m, Höhe 0,4 bis 0,6 m über HW. Mitunter führt man dem Wasser künstliche Sinkstoffe zu und benutzt es hauptsächlich als Beförderungsmittel.

2. Entwässerung durch offene Gräben.

Zur Entfernung von Oberflächenwasser ist gewöhnlich nur ein wenig verzweigtes Netz flacher Gräben in den Geländemulden nötig. Zur Entfernung von Grund- und Oberflächenwasser tiefere Gräben in regelmäfsigen Abständen, je nach Niederschlagsmenge, Gefälle, Bodenart und Kultur, bis 20 m herab; Hauptgräben möglichst gerade, um gute Felderteilung und Wegeverbindungen zu erhalten. Zur Ableitung fremden Wassers Randgräben. Mitunter Trennung des Grabennetzes von verschieden hoch gelegenen Gebieten. Wenn Gräben auch zur Bewässerung dienen sollen, Gefälle gering. Die Querschnitte werden gewöhnlich nicht für Winter-Hochwasser und aufsergewöhnliche Sommer-Hochwasser berechnet. Die Gröfse und Form des Niederschlagsgebietes ist aus Karten mit Höhenlinien zu entnehmen, die Niederschlagshöhe aus meteorologischen Beobachtungen. Die Menge des versickernden Wassers ist nach dem Gefälle, der Durchlässigkeit und Kulturart des Bodens zu schätzen. Bei kleineren Gebieten im Hügelland wird meist verlangt, dafs die Gräben den Regenfall eines Tages h_T in m, nach Abzug des durch Versickerung und Verdunstung verloren gehenden Teiles innerhalb eines Tages abführen.

Die Wassermenge ergibt sich dann zu

$$\frac{1000 \cdot 1000}{24 \cdot 60 \cdot 60}(h_T - \text{Verdunstungshöhe} - \text{Versickerungshöhe}) \text{ in } \frac{\text{cbm}}{\text{qkm u. sk}}.$$

In ebenerem Gelände rechnet man, dafs die monatliche Regenhöhe h_M in einem halben Monat abgeführt wird, woraus sich die Wassermenge zu $\frac{1000 \cdot 1000}{15 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60} \cdot (h_M - \text{Verluste})$ ergibt. Bei grofsen Gräben im Flachlande fordert man, dafs der Jahresniederschlag in 3 Monaten abfliefsen kann, wobei für Verdunstung und Versickerung reichliche Abzüge statthaft sind.

Grabenböschung	in Ton- und Lehmboden	$1 : 1^1/_4$,
„	in sandigem Lehm	$1 : 1^1/_2$,
„	in Sand	1 : 2,
„	in lockerem Sand	$1 : 2^1/_2$ bis 3.

Böschungen möglichst zu berasen. Sohlbreite mindestens 0,3 m. Doppelquerschnitte bei sehr grofsen Wassermengen, wenn Niedrigwassersenkung zu vermeiden. Brücken womöglich ohne Einschränkung des Grabenquerschnitts, mit befestigten Böschungen.

Bestimmung der Querschnitte z. B. nach Schüngel, Tafeln zur graphischen Ermittlung der Wassergeschwindigkeit.

3. Drainagen.*)

Drainagen sind unterirdische Entwässerungen; Steindrainagen aus Rund- oder Plattensteinen und Holzdrainagen aus Reisig, Stangen oder Brettern, in Moorgegenden auch aus Torf, werden nur vereinzelt angewendet; meist kurze gebrannte Tonröhren. Die Sauger entziehen durch ihre Stofsfugen das Wasser dem Boden und führen es durch die Sammler dem Vorflutgraben zu.

Grabenquerschnitte so, dafs MW unter der Ausmündungshöhe der Sammler und HW mindestens bordvoll abfliefsen kann. Wassermenge von der Ausdehnung, Form, Sonnenlage, Neigung, Höhenlage, Bodenbeschaffenheit und Kultur abhängig. Für Gräben und kleinere Bäche ist als abzuführende HW-Menge anzunehmen: in ebenem Gelände 65 bis 110 l/sk für 1 qkm Niederschlagsgebiet, in hügeligem Gelände 110 bis 200 l/sk für 1 qkm Niederschlagsgebiet. Grabengefälle möglichst gleichmäfsig und nicht unter 0,4 ‰; bei sehr starkem Gefälle Abfälle einbauen oder Sohlbefestigung. Sohlbreite möglichst gröfser als 0,50 m, nie unter 0,40 m. Böschungsneigung nach Bodenbeschaffenheit, im allgemeinen nicht steiler als 1 : 1,5.

Sammler. Alle Rohrstränge, die das Wasser nach einem gemeinsamen Ausgusse leiten, bilden ein System; dieses pafst sich der Oberflächengestalt an und wird so grofs gemacht, als die Weite der vorhandenen Röhren gestattet; lichte Weite gewöhnlich ≦ 16 cm; Länge der **Sammler** möglichst unter 1000 m; Doppelleitungen in Saugerentfernung; Rohrweiten unter 5 cm und über 21 cm ausgeschlossen; Tiefenlage

*) H. d. I.-W. 1907, III. 7. Bd. § 39 ff. — Anweisung für Drainageentwürfe, von der Generalkommission für Schlesien. — Mitteil. d. Ver. z. Fördg. d. Moorkultur. — Der Kulturtechniker. — Zentralbl. Bauv. 1891 S. 221, Gerhardt, Umgestaltung der Drainagebauten. Wilhelm Ernst & Sohn.

richtet sich nach den Saugern. Wenn im unteren Teile frostfreie Lage nicht erreicht werden kann, müssen offene Stichgräben angewendet werden. Wassermenge für gewöhnliche Bodenarten = 0,65 l/sk für 1 ha bei ebenem Gelände mit geringen jährlichen Niederschlagshöhen, = 0,8 l/sk für 1 ha bei gebirgigem Gelände mit gröſseren Niederschlagshöhen in Mitteldeutschland.

Bei sehr schweren Bodenarten können die Abfluſszahlen bis auf 60 % vermindert werden, bei sehr durchlässigen steigen sie bis aufs Doppelte. Gefälle möglichst gleichmäſsig zu verteilen; besonders Abnahme der Wassergeschwindigkeit zu vermeiden. Zur Verhütung von Ablagerungen muſs die Geschwindigkeit 0,16 bis 0,2 m/sk betragen, daher Mindestgefälle bei 4 cm Durchm. 0,25 %, bei 5 bis 6,5 cm Durchm. 0,20 %, bei mehr als 8 cm Durchm. 0,15 %.

Rohrweiten nach der Tafel.

Höchstgeschwindigkeit wegen der Gefahr der Unterspülung 1,0 bis 1,5 m/sk. Bei Ueberschreitung Abstürze oder Fallkessel einlegen oder Sammler im Zickzack führen. Ausmündung 0,20 m über Grabensohle, 0,80 m unter Gelände, möglichst unter 45° zur Grabenachse gerichtet, etwa 25 cm in den Graben vorspringend, mit Abschluſsgitter oder bei Rückstau mit Klappe. Gräben und Wege — ausgenommen Wirtschaftswege — werden mit Muffenrohren unterfahren.

Sauger in der Richtung des stärksten Geländegefälles, wenn dieses unter 1 : 250 bis 1 : 300 beträgt (Längsdrainage), bei stärkerer Neigung schräge (Querdrainage). Uebliche Tiefe bei Wiesen 1,0 m, selten unter 0,9 m; bei Ackerland 1,25 bis 1,4 m. Tief wurzelnde Pflanzen (Erbsen, Luzerne, Zuckerrüben) verlangen 1,50 m; Hopfen, Wein, Obstbäume 1,8 bis 2,0 m. Strangentfernung von der Tiefe und der Durchlässigkeit des Bodens abhängig. Bei einer Tiefe von 1,25 m bei Aeckern und 1,0 m bei Wiesen und bei geringerem Geländegefälle als 1 : 250 bis 1 : 300 ist die Strangentfernung anzunehmen:

in mildem Sandboden	zu	24	bis	30 m,
„ lehmigem Sandboden	„	20	„	24 „ ,
„ sandigem Lehmboden	„	16	„	20 „ ,
„ gewöhnlichem Lehmboden mit Steinen	„	14	„	16 „ ,
„ schwerem Lehmboden	„	12	„	14 „ ,
„ schwerstem Tonboden	„	10	„	12 „ .

Schliefsand und eisenschüssiger Boden erfordern kleine Strangentfernung. Bei gröſserer Tiefe gröſsere Entfernung, bei stärkerer Geländeneigung Vergröſserung der Entfernungen bis zu 20 %. Zur genauen Festsetzung der Strangentfernung dient die Untersuchung des Bodens auf abschlämmbare und tonige Teile mit dem Kühnschen Schlämmzylinder.

Gefälle nie unter 0,25 %, Länge nicht über 150 m, höchstens 200 m, Durchmesser gewöhnlich 4 cm. Keine Kreuzung von Wasserläufen und Wegen (ausgenommen Wirtschaftswegen). Einmündung in die Sammler von oben; von Bäumen 15 bis 20 m abbleiben oder gedichtete Muffenrohre verwenden. Quellen oder wasserführende Schichten am oberen Ende eines Grundstücks erhalten besondere Ableitungen nach dem nächsten Sammler oder Vorflutgraben, was mitunter allein zur Entwässerung ausreicht (Quelldrainage).

Vorentwurf für Bildung von Drainagegenossenschaften besteht aus:

1. Uebersichtsplan 1 : 25 000, worin das Genossenschaftsgebiet rot angelegt und umrändert, die Vorfluter mit blauen Linien mit Pfeilen

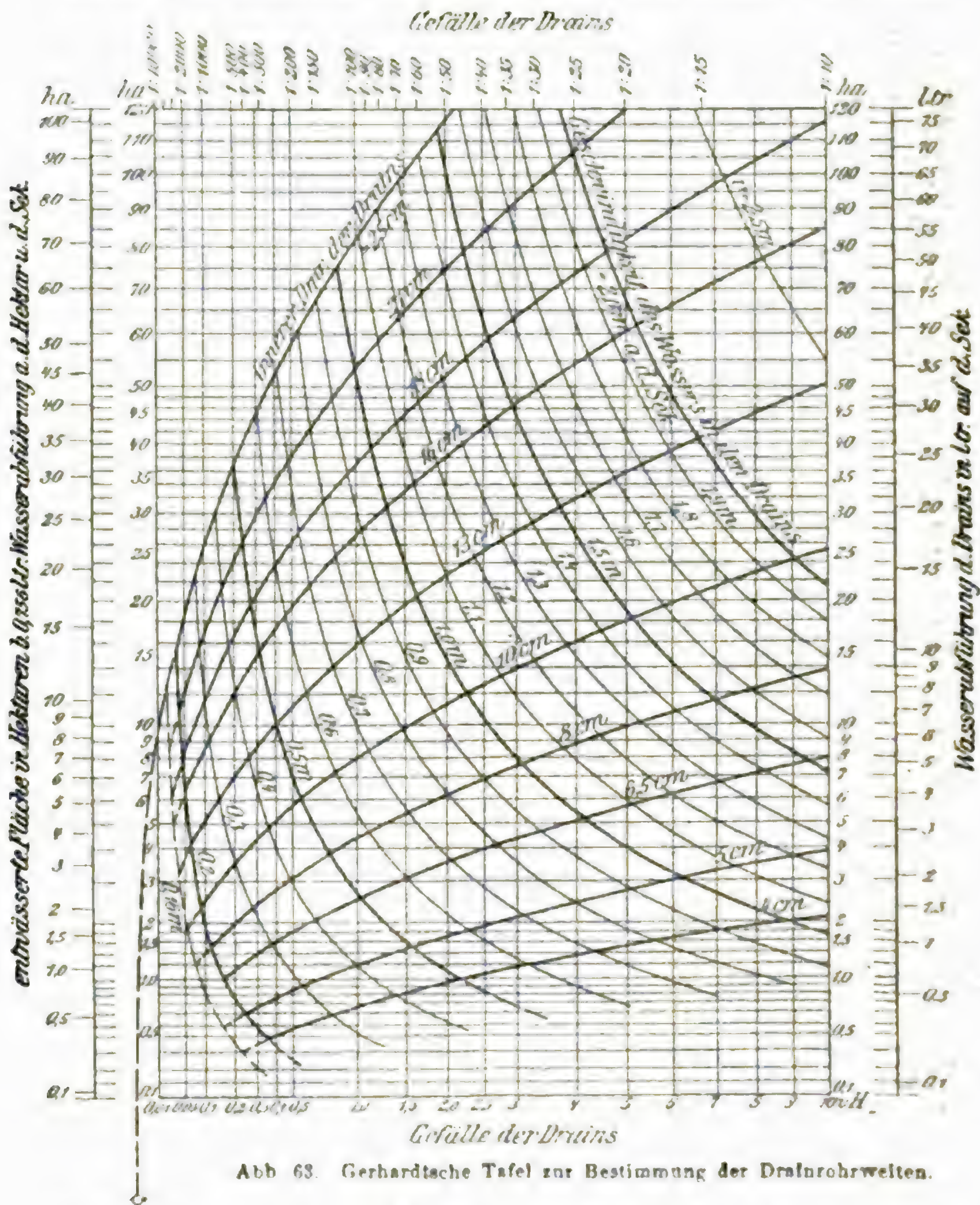


Abb. 63. Gerhardtsche Tafel zur Bestimmung der Drainrohrweiten.

in der Gefällrichtung versehen und die Niederschlaggebiete mit rot punktierten Linien bezeichnet sind.

2. Lageplan, nicht unter 1 : 5000, mit Höhenzahlen und an schwierig zu entwässernden Stellen mit Höhenlinien; er enthält die vorhandenen

und neuen Vorfluter, die Begrenzung der Systeme (rot gestrichelt), die Sammler unter Angabe des Gefälles in kräftigen blauen Linien sowie die Höhen der Gefällwechselpunkte, die Richtung der Sauger durch blaue Pfeile, die Ergebnisse der Bodenuntersuchungen mindestens bis zu 1,5 m Tiefe, die Festpunkte und Ordinaten der Ausmündungen der Systeme und der Grabensohle und das mit rotem Streifen umränderte Genossenschaftsgebiet.

3. Höhenplan und Querschnitte der Vorfluter.

4. Erläuterungsbericht mit Nachweisung der Leistungsfähigkeit der Grabenquerschnitte für Vorfluter von mehr als 150 ha Niederschlaggebiet und Erörterung der gewählten Strangentfernung.

5. Kostenüberschlag nach folgenden Titeln geordnet: Titel I Vorarbeiten, II Grunderwerb, III Vorflutanlagen, IV Erdarbeiten für die Rohrgräben, V Beschaffung der Röhren, VI Insgemein.

Die Länge der Draingräben nach folgenden Erfahrungssätzen (auf 1 ha zu drainierender Fläche kommen bei c m Strangentfernung n m Draingräben):

$c =$	10	11	12	13	14	15	
$n =$	1100	1000	915	840	875	730	
$c =$	16	17	18	19	20	22	25
$n =$	680	635	600	575	550	500	425.

Hiervon kommen, wenn auf 1 m 3,3 Stück Röhren (mit Bruch) gerechnet werden (Rohrlänge 31 cm), auf Röhren von

4 cm	5 cm	8 cm	10 cm	13 cm	16 cm	Durchm.
80	10	5	2,5	1,5	1	%,

wovon je 1000 Stück wiegen

0,95	1,25	2,35	3,20	4,80	7 t.

6. Teilnehmerliste.

B. Bewässerung.

Bewässerung von Ländereien dient dazu, die Feuchtigkeit des Bodens zur rechten Zeit zu erhöhen, mineralische und organische Stoffe dem Boden zuzuführen (düngende Bewässerung), zur Reinigung des Bodens von Humussäuren, schädlichen Salzen, Ungeziefer (Reblänsen, Engerlingen, Mäusen u. dgl.), zur Regelung der Bodenwärme und zum Schutz vor Spätfrösten.

Bewässerung ist am Platze bei zu geringen oder zu unregelmäfsigen Niederschlägen. In Deutschland kommen im allgemeinen nur Wiesenbewässerungen in Frage. An Bodenarten sind durchlässige Sand- und Lehmböden und tonige Böden auf durchlässigem Untergrund bewässerungsfähig. Häufig mufs eine künstliche Entwässerung damit verbunden werden. — Schädlich sind manche Fabrikwasser, Moorwasser, Salzquellen; erwünscht ist hoher Gehalt an gelösten und schwebenden Stoffen mit Kali, Kalk, Phosphor, Schwefel und Salpeter (chemische Untersuchung). Die im Wasser wachsenden Pflanzen geben einen Hinweis auf die Art des Wassers. Fadenalgen, Brunnenkresse, Ehrenpreis, Laichkraut, Wassersüfsgras usw. finden sich in gutem Wasser; Halbgräser, Riedgräser, Binsen, Simsen, Wasserminze, Froschlöffelgewächse deuten auf nährstoffarmes Wasser.

Der Wasserbedarf richtet sich nach Klima und Bodenverhältnissen und ist sehr verschieden. Für anfeuchtende Bewässerung im Mittel 1 l/ha und sk, für düngende 10 l/ha und sk, unter Umständen bis 100 l/ha und sk. Das Wasser kann wiederholt benutzt werden, wodurch sich die jedesmal verwendete Wassermenge steigert und gleichmäfsige Verteilung ermöglicht wird; die Flächen werden in zweckmäfsiger Reihenfolge wiederholt bewässert. Die Verluste durch Verdunstung, Versickerung und Verbrauch betragen 10 bis 30%; kurze kräftige Bewässerung vermindert Verdunstung.

Abb. 64 u. 65.
Einstauung.

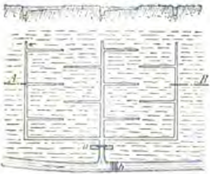


Abb. 66 u. 67.
Ueberstauung.

Die Beschaffung des Wassers erfolgt durch Ableitung aus Wasserläufen — meist mit Stauanlagen, seltener durch Schöpfbuhnen — oder aus Seen oder künstlichen Sammelbecken, oder aus dem Grundwasser durch Quellen oder artesische Brunnen. Künstliche Wasserhebung durch tierische, Dampf-, Wasser- oder Windkraft. Mitunter sind längere Zuleitungskanäle nötig, Querschnitt und Gefälle so, dafs weder Ablagerungen, noch Angriffe auf die Wandungen vorkommen. Dichtung und Kunstbauten wie bei Schiffahrtkanälen; statt hoher Dämme und Aquädukte dückerartige Unterleitungen.

Arten der Bewässerung sind:

a) die **Einstauung**, wobei der Boden seitlich von den gefüllten Gräben durchfeuchtet wird, bei nicht stark durchlässigem Boden;

b) die **Ueberstauung**, wobei das Gebiet durch niedrige Dämme in Flächen von 12 bis 15 ha zerlegt wird, die mit Be- und Entwässerungsgräben versehen sind; in den Becken steht das Wasser kurze Zeit; geringste Wassertiefe 3 cm, gröfste etwa 50 cm, bei durchlässigem Boden mit schwachem Gefälle unter 1 : 1000.

Bei stärkerem Gefälle **Stauberieselung**, wobei das Wasser in dünner Schicht von 10 bis 20 cm Höhe durch Rinnen verteilt über die 50 bis 100 ha grofsen Flächen fliefst. Abflufs durch Rohre oder über die Krone der Umschliefsungsdämme. Dämme 0,3 bis 0,4 m über Normalstau.

c) **Berieselung**, wobei das in Beete zerlegte Gebiet in dünner Schicht überströmt wird. Hangbau und Rückenbau.

Digitized by Google

Natürlicher Hangbau bei ziemlich gleichmäfsig geneigten Flächen von 1 : 30 bis 1 : 50 Gefälle. Beim künstlichen Hangbau wird das Gelände durch Erdarbeiten regelmäfsig gestaltet, Gefälle 1 : 25 bis 1 : 12. Beete 5 bis 10 m breit. Hauptzuleitungskanal *aa*, Verteilgräben *bb*, Rieselrinnen für die Zuleitung *cc*; Entwässerungsrinnen *ff*, Sammel-

Abb. 68. Natürlicher Hangbau.

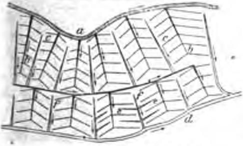


Abb. 69. Künstlicher Hangbau.

Abb. 70 bis 72.

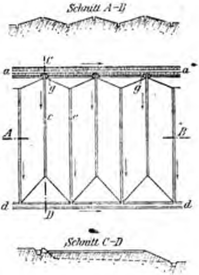
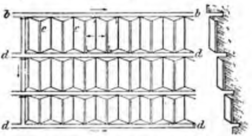


Abb. 73.



gräben *ee* und Hauptableitungskanäle *dd* für die Entwässerung; Einlässe *gg*.

Breite zwischen dem Hauptzuleitungs- und Hauptableitungskanal bis 100 m; bei gröfserer Breite Unterteilung durch weitere Zuleitungs- und Ableitungskanäle. Verteilungsgräben meist im stärksten Gefälle, 0,3 bis 0,8 m breit, 0,1 bis 0,3 m tief. Rieselrinnen erhalten Gefälle 1 : 2000 bis 1 : 1000, höchstens 1 : 200; Breite 0,15 bis 0,25 m, Tiefe 0,1 bis 0,3 m. Gleichmäfsiges Ueberschlagen durch Verjüngung des Querschnitts. Entwässerungsgräben gleich grofs.

Rückenbau bei schwachem Gefälle unter 1 : 50 für intensivsten Betrieb. Gräben wirken wie die gleichbezeichneten beim Hangbau. Die Rückengräben oder Rieselrinnen haben Gefälle 1 : 2000 bis 1 : ∞. Breite 0,25 m, Tiefe 0,05 bis 0,20 m. Jeder Hang eines Rückens wird

Digitized by Google

nach Schnittbreiten von 1,8 bis 2,0 m bemessen. Schmale Beete von 7,6 bis 8,5 m bei sumpfigem und lockerem Boden bei reichlichem Rieselwasser. Breite Beete bis 30 m bei wenig Wasser und wenig durchlässigem Boden. Gefälle der Hänge 1 : 20 bis 1 : 15, ausnahmsweise 1 : 50. Länge der Rücken 20 bis 60 m. Verteilgräben 0,25 m tief — stets tiefer als Rückengräben —, am unteren Ende 0,60 m breit, nach oben je nach Länge — bis zu 300 m — zunehmend. Wassermenge durchschnittlich 30 bis 40 l/ha und sk. Meist mehrfache Benutzung des Wassers. Auf bequeme Wegeanlage ist besonders zu achten.

d) Bewässerung durch Drains.

C. Deichbau.*)

Deiche dienen 1. zur Regelung der Flüsse durch Zusammenhaltung des Hochwassers und Verbesserung der Geschiebeführung und 2. zur landwirtschaftlichen Verbesserung von Niederungen, die unter dem HW-Spiegel von Flüssen oder der See liegen. Nach der Lage sind Fluſs- und Seedeiche zu unterscheiden, der Höhe nach Winterdeiche, die alle HW kehren, und Sommerdeiche, die nur Sommer-HW kehren; der Bedeutung nach Hauptdeiche unmittelbar am Fluſs oder an der See, Rückdeiche längs der Nebenflüsse, die die Niederung durchqueren, Binnendeiche, die die Niederung in einzelne Abteilungen zerlegen oder fremdes Wasser am Rande der Niederung abführen, Schardeiche, die ohne schützendes Vorland am Strom liegen, Kuver- oder Qualmdeiche, die um tiefe Stellen zur Verminderung des aufsteigenden Drängewassers aufgeführt werden, Flügeldeiche, die oben an den Hauptdeich oder hochwasserfreies Land anschlieſsen, unten aber frei endigen und vorspringende Deichecken oder stark überströmte Vorländer schützen, den Uebergang verschieden weiter Hochwasserquerschnitte vermitteln, die Einmündung von Nebenflüssen schlank gestalten und deren Rückstaupunkt stromabwärts verlegen sollen (Leitdeiche).

Fluſsdeiche.

Die Eindeichung von Fluſsniederungen kann folgende Nachteil haben:

1. die Steigerung der Hochwasserhöhe und Verstärkung der Strömung, wodurch Tieferlegung der Fluſssohle; unterhalb der Deichstrecke eine Vermehrung der HW-Menge und reichlichere Geschiebezufuhr;
2. die Entziehung der befruchtenden Ueberschwemmungen des eingedeichten Landes;
3. die auslaugende, abkühlende Wirkung des Drängewassers;
4. die allmähliche Verschlechterung der Entwässerung durch Aufhöhung des Flusses oder Sackung des Binnenlandes;
5. die stets wachsenden Deichlasten und Gefahren bei Deichbrüchen.

*) H. d. I.-W. 1900. III. 12. Kap. — H. d. B. 1900. III. 2. Heft. — Hagen, Hdb. d. Wasserbaukunst. — Tolkmitt, Grundlagen der Wasserbaukunst. 2. Aufl. 1907. Wilhelm Ernst & Sohn. — Post, Wasserwirtsch. i. d. norddeutsch. Seemarschen; Z. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover, 1904. — F. Müller, Das Wasserwes. d. niederl. Prov. Zeeland 1898, Wilhelm Ernst & Sohn (Lit. f. Fluſsbau). — Müller, Regulierung d. Weichselmündung; Zentralbl. Bauv. 1895 — Schluſsregulierungen an der Weichsel u. Nogat; Zentralbl. Bauv. 1910 S. 462. — Regulierung des Hochwasserbetts der geteilten Weichsel; Zentralbl. Bauv. 1911 S. 565. — Ehlers, Bau, Unterhaltung u. Verteidigung der Fluſsdeiche 1914. Wilhelm Ernst & Sohn. Oesterr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst 1914 S. 43

Neue Deichanlagen sind empfehlenswert, wenn die Vorländer breit sind, so dafs keine grofse Hebung des Wasserstandes zu befürchten ist; wenn die Grundstücke hoch genug liegen und die Ueberschlickung entbehren können; wenn die Niederungen so breit sind, dafs sie ohne Deiche schwer zu bewirtschaften sind; wenn starkes Drängewasser nicht zu befürchten ist und wenn es zur Flufsregelung nötig ist. Wo Winterdeiche nicht ausführbar, sind Sommerdeiche oft am Platze, die so niedrig wie möglich zu halten sind — oder Ringdeiche (Worten) für die Gehöfte.

Hebung des Wasserstandes durch die Eindeichung. In der Formel (I. Bd. S. 310, wo auch die Erklärung der Bezeichnungen)

$$v = k\sqrt{Ri}$$

nimmt man als Annäherung im Querschnitt vor und nach der Eindeichung $k = \sqrt{2g : \varrho}$ als unveränderlich an. Mit den Bezeichnungen

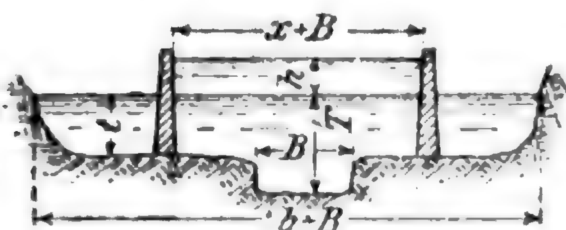


Abb. 74.

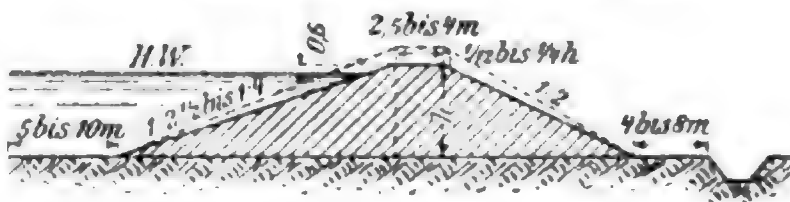


Abb. 75.
Winterdeich an einem grofsen Flufs.

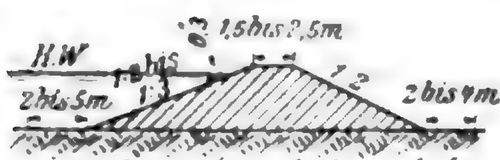


Abb. 76.
Winterdeich an einem kleinen Flufs.

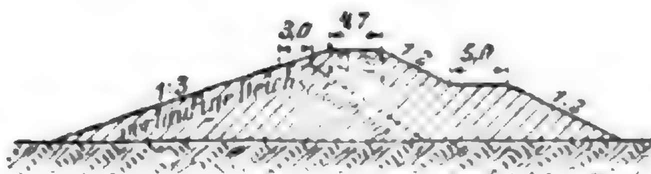


Abb. 77.
Weichseldeich.

der Abb. 74 ist für das Ueberschwemmungsgebiet vor der Eindeichung näherungsweise

$$F = bt; \quad R = F : b = t; \quad Q_1 = vF = k\sqrt{i}\sqrt{F^3 : b} = k\sqrt{i}\,b\sqrt{t^3};$$

ebenso für den Flufsschlauch $Q_2 = k\sqrt{i}\,B\sqrt{T^3}$.

Durch die Eindeichung auf die Breite $(B + x)$ steigt das Wasser um h; dann ist für das Vorland $Q_3 = k\sqrt{i}\,x\sqrt{(t+h)^3}$ und für den Flufsschlauch $Q_4 = k\sqrt{i}\,B\sqrt{(T+h)^3}$.

Aus $Q_1 + Q_2 = Q_3 + Q_4$ wird h für einen Wert von x oder umgekehrt, am besten durch Probieren, berechnet. Die Aenderung der HW-Menge infolge der Eindeichung wird gewöhnlich zu vernachlässigen sein, aufser wenn sich das HW bei raschem Steigen vor der Eindeichung in weite Niederungen ergiefsen konnte.

Regeln für die Deichführung. Der Deich mufs annähernd gleich mit dem Hochwasserstromstrich laufen.

Zwischen Deichfufs und Flufs soll ein Vorland zur Entnahme von Deicherde verbleiben.

Scharfe Krümmungen sind zu vermeiden, ebenso plötzliche Verengungen oder Erweiterungen des Flufsquerschnitts.

Der Deich soll auf festem Boden ruhen; gröfsere Vertiefungen bleiben möglichst aufsendeichs.

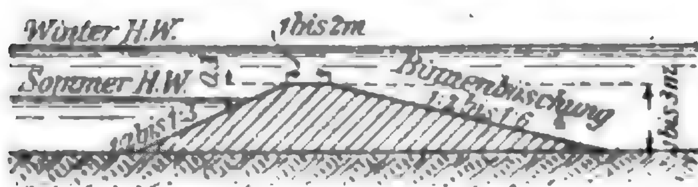
Querschnitt von Winterdeichen. Die Höhe und Stärke richtet sich besonders nach der Gefährdung durch Eisstopfung; gewöhnlich 0,6 m über höchstem eisfreien Wasser, nicht unter 0,3 m, zuweilen 1,5 bis 3,0 m über diesem. Deichkrone bei kleinen Flüssen 1,5 bis 2,5 m breit, bei grofsen 2,5 bis 4,0 m. Böschungen aufsen 1 : 7 bis 1 : 4, binnen 1 : 2.

Wege entweder auf der Deichkrone oder auf einem binnenseitigen Absatz; Mindestbreite 4,5 m. Binnen- und Aufsenberme dürfen nicht beackert werden; erstere wird an niedrigen Stellen über das Gelände erhöht durchgeführt. Graben binnenseits möglichst weit vom Deich entfernt.

Ueberlaufstellen werden niedriger als der Hauptdeich gelegt und erhalten beiderseits besonders binnenseits sehr flache Böschungen, 1 : 10 bis 1 : 20.

Querschnitt von Sommerdeichen. Höhe der Deichkrone wenig über dem gewöhnlichen Sommerhochwasser. Breite der Krone und Neigung der Binnenböschung richtet sich nach der Dauer der Ueberströmung. Statt Ueberlauf auf dem ganzen Deich bei lange andauerndem Ueberlauf besondere Ueberlaufstrecken mit flachen Binnenböschungen, die 0,5 m tiefer liegen als der übrige Deich, der steilere Böschungen erhält.

Abb. 78. Sommerdeich.



Deichrampen aufsen stromab gerichtet, binnen beliebig, Steigung und Breite je nach dem Verkehr.

Durchfahrten durch Deichlücken für erheblichen Verkehr, in Steinbau mit doppelten Dammbalkenfalzen, bei gröfseren Weiten mit einsetzbarer Mittelstütze und tief reichender Herdmauer.

Herstellung der Deiche in dünnen Lagen, die festgerammt (Sandboden) oder festgeritten werden (Lehmboden), auch Walzen mit Antrieb durch Pferde, Dampf- oder Verpuffungsmaschinen vorteilhaft; auch Aufspülung von Baggerboden gibt festgelagerte Dämme. Weicher Untergrund wird am besten nach Aufschlitzung des Bodens und Beseitigung der Rasendecke durch hohe Aufschüttung verdrängt; weniger zuverlässig ist es, den Deich auf die Rasendecke zu setzen. Um ein Anbinden zu bewirken, ist der Rasen abzudecken, der Untergrund von Wurzeln, Schlamm u. dgl. zu reinigen und umzupflügen. Bei der Durchdeichung von Flufsarmen sind zunächst Sperrdämme aus Faschinen oder Steinen neben dem Deich zu machen.

Die Aufsenböschung erhält womöglich eine Lehmabdeckung, 0,3 bis 1 m stark; darüber eine dichte Rasendecke. Rauhwehr und Strohbestickung werden seltener verwendet, weil sehr vergänglich; Steinpflaster nur an besonders gefährdeten Stellen oder bei sehr steilem Deich ohne Vorland, 20 bis 40 cm stark, auf 15 bis 30 cm starker

Bettung aus Kies oder Steinschlag; auch Kiesbeton kommt bei steilen Deichen vor.

Seedeiche.

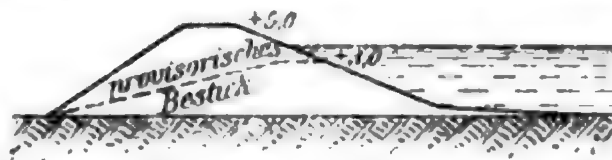
Seedeiche sind so anzulegen, dafs sie möglichst nicht von dem Wellenschlag bei Sturmflut getroffen werden; dafs ein möglichst breites Vorland verbleibt; dafs sie auf gutem Untergrund ruhen und keine scharfen Ecken erhalten. Die eingedeichte Fläche mufs deichreif sein, d. h. 0,30 m über gewöhnlicher Flut liegen.

Querschnitt der Seedeiche. Die Höhe der Krone mufs 0,3 bis 0,5 m über dem Kamm der Wellen bei der höchsten Sturmflut liegen; Sturmflut von 1825 an der deutschen Nordseeküste meist 3 bis 4 m über gewöhnlicher Flut, Wellenhöhe bei Deichen an offener See ohne Vorland bis 3 m. Breite der Kappe 3 bis 4 m, Fahrweg am besten auf einer Binnenberme. Bekleidung bis zur Höhe der Springflut mit Rasen, darunter mit Strohbestickung oder Steinpflaster. Aufsenböschung 3- bis 6-fach, je nach Höhe des Vorlandes, der Lage zur herrschenden Windrichtung und dem Schutz durch Inseln. Meist wird der untere Teil der Böschung flacher als der obere angelegt oder eine hohe Aufsenberme vorgelegt, um die Wellen zu brechen. Bei Seedeichen an Flüssen $2^1/_2$- bis 4-fache Aufsenböschung in Rasen, zuweilen auch $1^1/_2$-fache in Pflaster, Binnenböschung meist 2-fach. Besondere Sicherungen des Aufsenbermefufses unter und über Fluthöhe durch Strohbestickung (nur auf Kleiflächen), Besprcutung, Hürden, Segel oder Jutedecken, Holzwände, Steinböschungen (aus natürlichen Steinen, Klinkern oder Zementplatten).

Abb. 79. Seedeich ohne Aufsenberme.

Abb. 80. Seedeich mit hoher Aufsenberme.

Abb. 81. Seedeich, im 1. Baujahr sommerdeichartig geschüttet.



Herstellung. Der Erdverbrauch wegen der Sackungen 50 bis 100 % gröfser als rechnungsmäfsig. Sackung häufig $^1/_3$ der Höhe. Bodenentnahme aus dem Aufsendeich aus Pütten (Gruben), die bei niedrigem Vorland durch einen Hülfsdeich (Kajedeich) vor Flut geschützt sind; vorläufiger Deichquerschnitt sommerdeichartig mit flacher Binnenböschung. Ausführung spätestens bis September beendigen, damit die Rasendecke noch festwachsen kann.

Wasserrechtliche Bestimmungen für Preufsen.*)

I. Seit dem 1. April 1914 gültig:

Wassergesetz vom 7. April 1913, wodurch die älteren Gesetze gröfstenteils aufgehoben sind.

---

*) Literatur: Hue de Grais, Verfassung und Verwaltung; Schulz, Wasserbauverwaltungsdienst, 3. Aufl. Berlin, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn

II. Aeltere Gesetzgebung:

A. Allgemeines.

Das allgemeine Landrecht (ALR) (für die altpreufsischen Provinzen, für die Rheinprovinz jedoch nur rechtsrheinisch, aufser Reg.-Bez. Koblenz und Grofsherzogtum Berg).

Das gemeine deutsche Recht (GR) (für Neuvorpommern, Rügen, Schleswig-Holstein, Hannover, Hessen-Nassau, Reg.-Bez. Koblenz rechtsrheinisch und Hohenzollern).

Das französische (rheinische) Recht (RR) (für das linksrheinische Gebiet und Grofsherzogtum Berg).

B. Für Stromregulierungen (alle öffentlichen Flüsse, soweit deren Schiffbarkeit reicht) gilt aufser dem ALR Teil II Tit. 14 u. 15, Teil I Tit. 9 noch das Gesetz betr. die Befugnisse der Strombauverwaltung gegenüber den Uferbesitzern an öffentlichen Flüssen vom 20. August 1883.

C Für Stauanlagen gilt aufser dem ALR Teil II Tit. 15 das Gesetz vom 15. November 1811, vom 20. März 1808, vom 28. Oktober 1810, vom 23. März 1836 über Mühlenstau und Vorflut, Gewerbeordnung vom 21. Juni 1869. Für die Rheinlande Ruralgesetz vom 28. September 1791, Rheinisches Ressort-Reglement vom 20. Juli 1818; für Hohenzollern Mühlenordnung vom 8. November 1845.

D. Für nicht öffentliche Gewässer gilt aufser dem ALR Teil II Tit. 15, Teil I Tit. 9 das Gesetz über die Benutzung der Privatflüsse vom 28. Februar 1843.

E. Für Ent- und Bewässerungsanlagen gilt aufser dem ALR Teil 1 Tit. 8 das Gesetz vom 15. November 1811 (über Vorflut), vom 23. Januar 1846, vom 11. Mai 1853 (dsgl.), vom 1. April 1879 (Genossenschaftsbildung), Normalstatut für Ent- und Bewässerungsgenossenschaften 7. Januar 1886.

F. Für das Ueberschwemmungsgebiet gilt Gesetz zur Verhütung von Hochwassergefahren vom 16. August 1905, Gesetz über das Deichwesen vom 28. Januar 1848, Bestimmungen über die Deichverbände vom 14. November 1853. In den neuen preufsischen Provinzen treten dafür in Schleswig: Wasserlösungsordnung für die Geestdistrikte vom 6. September 1863; in Holstein: dsgl. vom 16. Juli 1857; in Lauenburg: dsgl. vom 22. Mai 1857; in Hannover: Gesetz vom 22. Mai 1857 über Ent- und Bewässerungen der Grundstücke sowie über Stauanlagen, und Deich- und Sielordnung für das Fürstentum Lüneburg vom 15. April 1824; in Kurhessen: Verordnung über den Wasserbau vom 31. Dezember 1824, über Melioration vom 28. Oktober 1834, über Drainagen vom 17. Dezember 1857; in Nassau: Verordnung über Ent- und Bewässerung vom 27. Juli 1858. Grofsherzoglich hessisches Gesetz über die Aufräumung der Bäche vom 18. Februar 1853, über Regulierung der Bäche vom 19. Februar 1853, über Wassertriebwerke vom 20. Februar 1853, über Entwässerung vom 2. Januar 1858; Landgräflich hessisches Gesetz über Wassertriebwerke u. Entwässerung vom 15. Juli 1862.

Aufserdem viele andere Einzelgesetze.

10. ABSCHNITT.

Wasserkraftanlagen.

I. Vorarbeiten.

A. Technische Vorarbeiten. Bestimmend für die Kraftleistung eines Werkes ist die Betriebswassermenge Q und das Nutzgefälle H. Danach ergibt sich die mechanisch nutzbare Leistung in Pferdestärken (75 mkg) an der Welle des Wassermotors zu

$$N = 1000 \frac{Q \cdot H \cdot \eta}{75},$$

worin Q in cbm/sk, H in m.

Die Ermittlung von Q erfolgt aus Wasserabflufsmengenmessungen oder für überschlägliche Untersuchungen aus Berechnungen nach Mafsgabe des Einzugsgebietes und der Niederschlagsmengen für die betreffende Stelle des Wasserlaufs (S. 571). Die Festlegung des Gefälles (H) und die Wahl der Lage für das Kraftwerk erfordert eingehende Geländeaufnahmen und gegebenenfalls geologische Untersuchungen. Bei dem Ausbau des Kraftwerkes, der elektrischen Kraftumsetzung und Fernleitung müssen Wasserbau, Maschinenbau und Elektrotechnik zusammen arbeiten.

Wirkungsgrad der Wassermotoren für vorläufige Berechnungen $\eta = 0{,}75$. Dann ist

$$N = 10 \cdot Q \cdot H \text{ in PS.}$$

Betriebswassermenge und **Maschinenstärke** S. 574 u. 587.

B. Wirtschaftliche Vorarbeiten. Diese müssen Hand in Hand gehen mit den technischen Ermittlungen. Die wirtschaftlichen Untersuchungen bestehen in Kosten- und Vergleichsberechnungen (Baukostenermittlung), Betriebskosten- und Ertragsberechnungen, um den Nachweis zu führen, dafs die jährlichen Ausgaben aus den Einnahmen des Unternehmens gedeckt werden (Rentabilität und Reingewinn). Die Frage der Absatzfähigkeit der Kraft und ihre Wertschätzung steht dabei in erster Linie. Die Fernübertragung der Wasserkraft und ihre Verwertung in Ueberlandzentralen ist zu prüfen. Demnächst ist die Geldaufbringung sicherzustellen. Alle diese technischen und wirtschaftlichen Feststellungen müssen sich bei der vorläufigen Planung in grofsen Zügen halten. Allgemeiner Grundsatz: Tunlichste Ausnutzung der vorhandenen Kraft anstreben, da mechanische Arbeitsleistungen andauernd im Werte steigen.

Eingehende Darstellung der technischen und wirtschaftlichen Grundlagen:

für Wasserkraftanlagen Mattern, Die Ausnutzung der Wasserkräfte II. Aufl., Leipzig 1908,

für Talsperren Mattern in H. d. I.-W. IV. Aufl, 1913. III. Teil. II. Bd., 2. Abt.

II. Entwurfsaufstellung und gesetzliche Bestimmungen.

A. Vorschriften für die behördliche Genehmigung.

Bei Stauanlagen für gewerbliche Wassertriebwerke ist in dem Genehmigungsverfahren nach der RGO der § 73 Nr. 2 u. 3 anzuwenden, wenn nicht eine Verleihung des Staurechts erforderlich ist (§ 105 des neuen Wassergesetzes für Preufsen vom 7. April 1913).*) Für die Aufstellung der zur Prüfung einzureichenden Entwürfe zu Wasserkraftanlagen gelten die Vorschriften der Ausführungsanweisung zur GO vom 1. Mai 1904 (Min.-Bl. der Handels- u. Gewerbeverw. S. 123) unter Nr. 12 Abs. 1, 2a bis c, 13 u. 14. Aus dem Antrage auf Genehmigung müssen der vollständige Name, der Stand und der Wohnort des Unternehmers ersichtlich sein. Dem Antrage sind in 3 Stücken eine Beschreibung, ein Lageplan und der Bauplan der Anlage beizufügen.

Talsperren sind nach dem neuen Wassergesetz für Preufsen Stauanlagen, bei denen die Höhe des Stauwerkes von der Sohle des Wasserlaufes bis zur Krone mehr als 5 m beträgt und das Sammelbecken, bis zur Krone des Stauwerkes gefüllt, mehr als 100 000 cbm umfafst (§ 106). Talsperren dürfen nur auf Grund eines Planes errichtet werden, der genaue Angaben über die gesamte Anlage, deren Bau, Unterhaltung und Betrieb enthalten mufs und auch alle Einrichtungen zu berücksichtigen hat, durch die Nachteile und Gefahren für andere verhütet werden können. Der Plan bedarf, sofern nicht für die Talsperre die Verleihung oder die gewerbliche Genehmigung erforderlich ist, der Genehmigung des Regierungspräsidenten (§ 107), der auch Wasserpolizeibehörde ist (§ 342).

Für die Entwurfsbearbeitung, die Bauweise, den Bau, die spätere Unterhaltung und den Betrieb der Talsperren hat die preufsische Staatsregierung im Jahre 1907 eine „Anleitung für Bau und Betrieb von Sammelbecken" nebst Anlage „Muster zu einer Dienstanweisung für Stauwärter bei Sammelbecken" erlassen (Min.-Bl. der

*) Für Preufsen ist eine Neuregelung des Wasserrechts durch das Gesetz vom 7. April 1913 (G.-S. 8. 53), das am 1. Mai 1914 in Kraft getreten ist, erfolgt. Die älteren Gesetze über Mühlenstau, Talsperrengenossenschaften u. a. m. sind damit aufgehoben. In §§ 91 bis 105 sind allgemeine Vorschriften für Stauanlagen, Stauhöhen und Staumarken und in §§ 106 bis 111 besondere Vorschriften für Talsperren zusammengefafst. Die Bestimmungen über die Wassergenossenschaften sind neu geregelt. Danach können Genossenschaften allgemein zur Anlegung und Erhaltung und Ausnutzung von Stauanlagen, auch mit Beitrittszwang, gebildet werden. Ueber das Verfahren §§ 248 bis 283.

Für Bayern gilt das Wassergesetz vom 23. März 1907. Ebenfalls neue Wasserrechtsgesetze haben Württemberg (vom 1. 12. 1900), Sachsen (vom 12. 3. 1909), Baden usw.

Für Oesterreich gilt das Reichswassergesetz vom 30. Mai 1869; daneben bestehen Landesgesetze, die auf Grund des Reichswassergesetzes erlassen sind. Weiteres Peyrer, Das österreichische Wasserrecht, Wien 1880, und Röttinger, Wertbestimmung von Wasserkräften, 1908 S. 52 ff. Ein neues Wassergesetz ist in Vorbereitung

Verw. für Landwirtschaft, Domänen und Forsten 1907 S. 195 bis 206.*) Die Bedingungen für die Ausführung und den Betrieb werden durch eine Genehmigungsurkunde vorgeschrieben. Die zuständigen Ministerien sind: Inneres, Handel und Gewerbe, Oeffentliche Arbeiten, Landwirtschaft, Domänen und Forsten. Im Jahre 1910 ist ein Nachtrag erschienen, der die Einrichtungen zur Messung des Wasserinhalts des Beckens und der Zu- und Abflufsmengen festsetzt.**)

B. Geländeaufnahmen. Karten und Pläne. Für vorläufige Entwürfe genügen die Karten der Landesaufnahme (Mefstischblätter 1 : 25 000). Zur Uebersicht für gröfsere Anlagen dienen die Generalstabskarten (1 : 100 000). Für genaue Projektierung und Bauausführung sind Vermessungen in senkrechter und wagerechter Richtung nicht zu umgehen. Tachymeteraufnahme oder Auslegung von Querschnitten. In stark hügeligem Gelände leistet für genaue Arbeit die Winkelmessung gute Dienste, indem man, von einer Grundlinie ausgehend, die Längen berechnet.***) Sorgfältige und sichere Markierung der Festpunkte im Gelände ist nötig. Unterschied zwischen Aufrechnungen nach Mefstischblättern und genauer Aufnahme soll 5 % nicht übersteigen. Genauigkeit der Höhenschichtenpläne soll nicht mehr als 3 % von der wirklichen Gröfse abweichen. Ueber Einzelheiten des Mefsverfahrens 1. Abschn. „Vermessungskunde". Lagepläne 1 : 1000 bis 1 : 2000, bei gröfseren Anlagen 1 : 5000.

An der geplanten Abzweigung des Betriebskanals vom natürlichen Flufslauf (Wehrstelle) und an der Ausmündung in diesen sind die Höhenlage der Sohle des Flusses und die Wasserstände (NW, MW, HW), ferner Querschnitte des Flufslaufes aufzunehmen, um die nutzbaren Gefälle bei verschiedenen Wasserständen zu finden. Unnötige Gefällverluste vermeiden. Absenkung des Wasserspiegels im Unterwasser, wenn tunlich.

Schnellste Durchführung des Grunderwerbs, wenn der Bau beschlossen. Wo die Vorbedingungen gegeben sind, Verleihung des Enteignungsrechtes sichern für Haupt- und Nebenanlagen (Talsperre, Kraftgebäude, Rohrleitungen, Kanäle, Wege, elektrische Kraftleitungen usw.). Für Preufsen hierbei mafsgebend das Gesetz über die Enteignung von Grundeigentum vom 11. Juni 1874 (G.-S. S. 221).

III. Die Wassermenge.

A. Ermittlung der Niederschlags- und Abflufsmengen. Messung der Niederschläge durch Regenmesser. Gewöhnliche Regenmesser werden täglich einmal beobachtet. Für genaue Messungen dienen selbstzeichnende Messer, die die Niederschläge nach Zeit und Menge aufschreiben. In grofsen Gebieten sind mehrere Messer in verschiedener Meereshöhe nötig, in Gebirgen 1 Station auf

---

*) Zentralbl. Bauv. 1907 S. 525. Im Wortlaut abgedruckt im oben bei I B. angegebenen II. Bd. 2. Abt. d. H. d. I.-W. S. 181 ff.

**) Zentralbl. Bauv. 1910 S. 531.

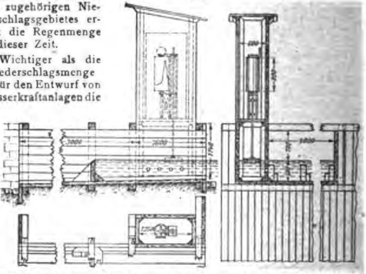
***) Zentralbl. Bauv. 1906 S. 541. Die Instruktion des österreichischen Ministeriums des Innern vom 3. Dezember 1906 über die Anlage und Führung eines Wasserkraftkatasters in Oesterreich, Oesterr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1907 Heft 1. Ueber das Verfahren gewerblicher Anlagen in Oesterreich, Oesterr. Wochenschr. f. d. öff. Baudienst 1907 S. 25.

20 bis 30 qkm, im Flachland auf 250 bis 350 qkm. Wertvollen Anhalt für vorläufige Ermittlungen bieten die Veröffentlichungen des Kgl. Preufs. Meteorologischen Instituts, s. auch Hellmann, Die Niederschläge in den norddeutschen Stromgebieten und Hellmanns Regenkarte von Deutschland. Von den preufsischen Provinzen sind Sonderkarten vorhanden.

Auf Grund dieser Messungen Anfertigung von Regenkarten für das Jahr, nach Erfordernis für Monate und Tage. Die Regenhöhe für die Zeiteinheit multipliziert mit der Gröfse des zugehörigen Niederschlagsgebietes ergibt die Regenmenge in dieser Zeit.

Wichtiger als die Niederschlagsmenge ist für den Entwurf von Wasserkraftanlagen die Kenntnis der Wasserabflufsmenge (*Q*). Genaue Bestimmung des Wasserabflusses durch unmittelbare mehrjährige Messung, am besten durch ununterbrochene Aufschreibung selbstzeichnender Apparate. Die Messung ist nächst jener Stelle vorzunehmen, wo das Kraftwerk errichtet werden soll. Für überschlägliche Feststellungen genügen Schwimmermessungen (II. Bd. 2. Abschn. Mefskunde u. Abb. 1 u. 2 im Abschn. Wasserbau III. Bd. S. 498). Die Pegelablesungen früherer Jahrzehnte sind oft wertvoll für die nachträgliche Berechnung durch Verzeichnen einer Wassermengenkurve. Ueber dieses bei Talsperrenvorarbeiten mehrfach angewendete Verfahren Zentralbl. Bauv. 1900 S. 260. Genaue Feststellungen mittels Mefswehres. Meist in Holz (Abb. 1),*) seltener massiv. Fachbaum ist durch scharfe Kante (Profileisen) genau abzugleichen. Neben dem Wehr kleines Becken in

Abb. 1.



Selbstaufzeichnende Mefsvorrichtung zur Bestimmung der Wasserabflufsmengen an einem Wehrüberlauf.

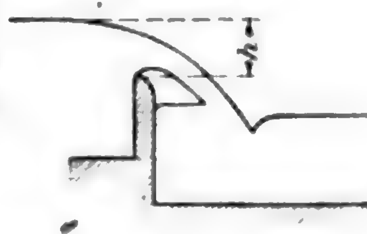
*) Intze, Bessere Ausnutzung der Gewässer und Wasserkräfte.

Digitized by Google

Verbindung mit dem Wasserlauf. Der Schwimmer zeichnet die Wasserstände auf eine Trommel, die durch ein Uhrwerk betrieben wird. Der Nullpunkt des Werkes auf der Trommel steht in Beziehung zur Ueberlaufkante, so dafs die Strahldicke unmittelbar abgelesen wird.

Es ist die sekundliche Abflufsmenge $Q = \frac{2}{3} \mu . b . h^{3/2} . \sqrt{2g}$, worin b = Breite des Wehres in m, bei kleineren Bächen 4 bis 5 m, h = Strahldicke in m, in einiger Entfernung ($3h$) oberhalb des Wehrrückens zu messen (Abb. 2), $g = 9{,}81$ m/sk², μ = Abflufsbeiwert. Gegebenenfalls Geschwindigkeit des ankommenden Wassers berücksichtigen. Für genaues Ergebnis entscheidend ist der richtige Wert von μ, der von der Ueberflutungshöhe abhängt. Bei scharfer Ueberlaufkante, nach neueren Untersuchungen bei Vermeidung seitlicher Strahleneinschnürung: $\mu = 0{,}609 + \frac{0{,}001}{h - 0{,}004}$. Als Mittelwert $\mu = 0{,}63$. Weiteres I. Bd. S. 268 ff. und H. d. I.-W. IV. Aufl., III. Teil, II. Bd. 1912 S. 49 ff. Wo angängig, μ für den Einzelfall bestimmen, indem man gleichzeitig mit den Wehrmessungen in einer regelmäfsig gestalteten Flufsstrecke in der Nähe des Wehres Geschwindigkeitsmessungen macht. Hat man hiernach bei Beharrungszuständen Q bestimmt und im selben Zeitpunkt die Strahldicke abgelesen, so ergibt sich

Abb. 2.



$$\mu = \frac{3Q}{2b . h . \sqrt{2gh}}.$$

Diese Vergleichsrechnungen bei verschiedenen Wasserständen wiederholen. Es genügt, die mittlere Strahldicke für 1 st in die Rechnung einzuführen.

Es ist die stündliche Abflufsmenge $Q = \frac{2}{3} \mu . b . h^{3/2} . \sqrt{2g} . 3600$.

Zur Vereinfachung der Aufrechnungen leistet eine Wassermengenkurve gute Dienste*) (Abszissen = Strahldicke, Ordinaten = Wassermenge) (Abb. 1, III. Bd. S. 498). Wo Wehreinbau nicht angängig, Messungen mittels hydrometrischen Flügels, (II. Bd. 2. Abschn. Mefskunde). Eingehende Beschreibung dieses Verfahrens H. d. I.-W. IV. Aufl., III. Teil, I. Bd. Ueber Flügel besonderer Bauart für sehr flache Gewässer Schweiz. Bauz. 6. Oktober 1906.

Die Ergebnisse der Niederschlags- oder Abflufsmengenberechnungen werden übersichtlich zeichnerisch oder tabellarisch zusammengestellt. Als kleinste Zeiteinheit wird dabei der Tag gewählt.

Für überschlägliche Ermittlungen kann an Stelle der Messung die Berechnung nach Abflufsgesetzen erfolgen. Praktischer Ueberblick dabei unerläfslich. Berechnung entweder nach dem Abflufs von der Flächeneinheit, z. B. vom qkm des Niederschlagsgebietes, oder in Hundertsteln des Niederschlags nach Mafsgabe bekannter Zahlen in Bezirken mit ähnlichen hydro- und orographischen Verhältnissen.

*) Z. Bauwesen 1903 S. 650.

Nach **Intze** erhält man die Jahresabflufsmenge (a), wenn man die Flächengröfse (F) multipliziert mit einer **Abflufshöhe** (h_a), die in deutschen Gebirgsgegenden gleich der mittleren Regenhöhe (h_n) ist, vermindert um 300 bis 350 mm [Verlusthöhe (h_v)]. S. auch H. **Keller**, Niederschlag, Abflufs und Verdunstung in Mitteleuropa, Jahrb. f. Gewässerkd. Norddeutschl. Besond. Mitt. Bd. I Nr. 4. Danach ist:

Niederschlagshöhe (h_n) in mm .	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200
Verlusthöhe (h_v) in mm . . .	440	453	467	480	493	506	520	533	[illegible]
Abflufshöhe (h_a) in mm . . .	160	347	533	720	907	1094	1280	1467	[illegible]
Abflufsbeiwert für das Jahr (a_j)	1 : 3,75	1 : 2,30	1 : 1,87	1 : 1,66	1 : 1,54	1 : 1,46	1 : 1,40	1 : 1,36	[illegible]

oder allgemein in m:

$$h_v = \frac{h_n}{15} + 0{,}4 \text{ m}, \quad h_a = 0{,}933\, h_n - 0{,}4 \text{ m}, \quad aj = 0{,}933 - \frac{0{,}4 \text{ m}}{h_n},$$

$$a = F \cdot h_a = F\,(h_n - h_v) = F \cdot h_n\, a_j.$$

Für kleine Gebirgsgebiete möge die Intzesche Annahme gelten.

B. Betriebswassermenge (bei Triebwerken ohne Wasserausgleich). Richtige Bemessung der Betriebswassermenge ist der Kernpunkt der Projektierung. Davon hängen ab die Kosten der Bauanlagen, die wirtschaftlich verwertbare Kraftleistung, die Gröfse der Wassermotoren und einer etwaigen Dampfaushülfe. Wo am Flufslauf Wasserkraftnutzung bereits stattfindet, werden vorhandene Triebwerke einen Anhalt für die Bemessung der Maschinenstärke bieten. Nicht nötig die allergeringste Wasserführung für die Kraftleistung anzunehmen; im allgemeinen aber eine solche Wassermenge, die mindestens während 9 Monate im Jahre vorhanden ist. Wasserkraftwerke ohne Wasserausgleich nutzen etwa 40 %, wohl nie über 60 % des Mittelwassers aus (MW). Demnach ist für ununterbrochenen Jahresbetrieb die Betriebswassermenge $Q = \frac{W \cdot 0{,}4}{365 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60}$, wenn $W =$ Jahresabflufs. Hierbei erleiden in den Mittelgebirgen Deutschlands die Werke immer noch an 100 bis 120 Tagen im Jahre Mangel. Ueber diese Beziehung zwischen Wassermangel und Betriebswassermenge (Aufschlagwasser) Tafel 1.

Tafel 1.
Beziehung zwischen Aufschlagwassermenge und Wassermangel.

Ortsbezeichnung	Niederschlagsgebiet qkm	Bei einer Betriebswassermenge des MW von 20 %	30 %	40 %	50 %	60 %
		Tage mit Wassermangel				
Urfttalsperre (Eifel), Mittel 1901/02	375	75	105	140	150	175
Wuppergebiet, Bever-, Uelfe- und Bruchertal 1888/89	7,2 bis 22	40	90	130	160	183
Oestertal (Ruhrgebiet) 1899/1900 .	13	60	90	115	145	165
Ruhr 1902	4450	0	40	125	150	173
Marklissa (Schlesien) 1902/03 . .	305	25	85	125	150	175
Harzdorfer Bach (Böhmen) . .	15,5	10	40	90	120	130

Zu beachten ist die **Betriebszeit** des Werkes. Wenn z. B. nur 10stündiger Betrieb vorhanden, erhöht sich die Aufschlagwassermenge

auf 2,4 Q und, wenn keine Sonntagsarbeit ist, auf 2,8 Q. Dann kleine Ausgleichweiher nötig (s. unten).

C. Ausgleich des Wasserabflusses durch Sammelbecken (Talsperren). Es ist die Aufgabe der Sammelbecken, Vorräte in wasserreicher Zeit aufzuspeichern und eine über das Jahr ganz oder doch annähernd gleichmäfsige Betriebswasserabgabe zu ermöglichen. Gröfse des Staubeckens mufs durch einen Wasserwirtschaftsplan bestimmt werden. Mafsgebend dafür sind drei Umstände: der Zuflufs, die Entnahme einschl. der Verluste durch Verdunsten und Versickern und der Stauinhalt des Beckens. Falls ein zentrales Kraftwerk mittels Rohrleitungen aus der Talsperre gespeist wird, ist auch die Gefällhöhe von Einflufs. Für vorläufige Schätzung kann der Stauraum auf 40 bis 50 % des mittleren Jahresabflusses bemessen werden. Falls Ausgleich über mehrere hintereinander folgende trockene Jahre erwünscht, geht man bis auf 65 % (z. B. Neye- und Möhne-Talsperre). Der Wasserwirtschaftsplan kann zeichnerisch oder rechnerisch aufgestellt werden. Er bildet die Grundlage für die wirtschaftlichen Aufrechnungen, für die bauliche Durchbildung der hydraulischen Anlagen, der Maschinen und elektrischen Einrichtungen. Er gibt ferner die Richtschnur für den späteren Betrieb. Mafsgebend ist eine lange Trockenzeit, für die der Beckenvorrat Betriebswasser liefern mufs, wobei zu berücksichtigen ist, dafs in kleinen Niederschlagsgebieten der Zuflufs in solcher sommerlichen Dürre so gut wie Null sein kann. Grofse Becken stellen sich für die Einheit des Stauraumes billiger als kleine. Stauräume ausgiebig bemessen und das abzufangende Niederschlagsgebiet voll ausnutzen, da nachträgliche Aufhöhung der Talsperren oder Staudämme schwierig und kostspielig. Eine allgemeine Untersuchung über die Bedeutung des Talsperrenbaues für die deutsche Wasserwirtschaft zum Zwecke der Kraftgewinnung in Verbindung mit dem Hochwasserschutz, der Trinkwasserversorgung, der landwirtschaftlichen Bewässerung und der Wassertiefenvermehrung der Ströme für die Schiffahrt s. Mattern, Der Talsperrenbau und die deutsche Wasserwirtschaft, Berlin 1902. Ueber die Vorarbeiten, Aufstellung von Wasserwirtschaftsplänen, geologische Untersuchungen, Berechnung, Bauweise, Bau und Betrieb der Talsperren: Mattern, H. d. I.-W. IV. Aufl. 1913, III. Teil, II. Bd., 2 Abt. sowie Ziegler, Der Talsperrenbau 2. Aufl., Berlin 1910.

D. Tagesausgleichweiher. Sie regeln den Abflufs von Tag und Nacht oder speichern den Ueberflufs an Betriebswasser in wenig belasteten Stunden für die Spitzen des Kraftverbrauchs auf. Weiher ersterer Art, z. B. an der Wupper, um das aus den Sammelbecken über Tag abgelaufene Nutzwasser auf den Zwischenstrecken, durch die es über Nacht ungenutzt abfliefsen würde, aufzuhalten. Ihre Gröfse und Entfernung voneinander hängt von der Betriebszeit und Fliefsgeschwindigkeit ab.

Weiher der zweiten Art hauptsächlich für Zentralwerke. Lage parallel neben der Wasserzuführung, z. B. Gersthofen, Jonage, Luzern-Engelberg u. a., oder die Wassersammlung findet in hochgelegenen Behältern statt, wohin das überschüssige Wasser durch Pumpen gehoben wird (Olten-Aarburg, Schaffhausen). Neben der Wasserauf-

speicherung kann der Ausgleich durch elektrische Aufspeicherung in Betracht kommen. Kraftverlust im Akkumulator 20 bis 25 %. Vergleichende Bau- und Betriebskostenberechnungen aufstellen.

IV. Das Gefälle.

A. Gewinnung von Nutzgefälle (H) durch Zusammenfassung des Talgefälles.

a) Wehre. 1. Allgemeines. Das Gefälle wird bestimmt durch den Höhenunterschied der Wasserstände oberhalb der Wasserfassung und im Unterwasser des Kraftwerks. Im OW gilt als Normalstau etwa MW (Kulturwasserstand). Der bisherige HW-Stand darf durch den Einbau des Wehres im allgemeinen nicht oder nicht wesentlich gehoben werden. Zwischen MW (Wehrkrone) und HW muſs das gröſste

Abb. 3. Höhenverhältnisse eines Niederdruckwerkes mit Wehr und Betriebskanal.

Nutzbares Gefälle bei Hochwasser $= H_n = H - (H_{wo} + H_{wu})$.
Nutzbares Gefälle bei Normalwasser $= h_n = h - (h_{wo} + h_{wu})$
(w_o und w_u = Gefällverluste im Ober- und Unterkanal einschl. der in den Turbinen, Schützen, Rechen usw.),
$H < h$, weil die Wasserstände im Unterwasser schneller wachsen als im Oberwasser.

Hochwasser des Flusses — abzüglich des Kraftwassers — über das Wehr abgeführt werden. Damit ist die Länge des Wehres festgelegt. Lage des Wehres senkrecht zum Stromstrich. Schräges oder gekrümmtes Wehr zur Erzielung gröſserer Ueberlauflänge (Solingen).*) Vermehrter Hochwasserabfluſs kann auch durch Anlage beweglicher Wehre geschaffen werden. Im Unterwasser NW und HW festlegen. Schematische Darstellung der Höhenverhältnisse eines Niederdruckwerkes mit Wehr und Betriebskanal (Abb. 3). Entsprechend bei Hochdruckanlagen, wo an die Stelle des Oberwasserkanals die Druckleitung usw. tritt. In neuerer Zeit hohe talsperrenartige oder bewegliche (Schützen-) Wehre, um Gefälle zu erschlieſsen, durch Hebung

*) Z. Bauwesen 1904 S. 529

des Wasserspiegels (Avignonet, Spiersfall, Chèvres, Laufenburg, Augst-Wylen u. a.).

Ueberhaupt gröfstes Nutzgefälle bisher 950 m (Vouvry am Genfer See); in Deutschland 192 m (Talsperrenkraftwerk der Stadt Nordhausen a. H.); neuerdings bis 1600 m (Schweiz).

Ueber die Bauart der Wehre vgl. Abschn. Wasserbau S. 515.

2. Einlafsschleuse. Neben dem Wehr steht die Einlafsschleuse (Abb. 4, Gersthofen)*) als Eingang zum Kraftwerk oder zunächst zum Betriebskanal. Sie dient für Hochwasserabschlufs und um den Wasserzuflufs zu regeln. Sohle in Flufssohlenhöhe oder ein wenig höher, um Kies, Sand usw. fernzuhalten. Hier mitunter Grobrechen aus Holz oder Eisen mit Bedienungsbrücke zum Aufhalten schwimmender Gegenstände. Maschenweite je nach Erfordernis 10 bis 30 cm. Bei Geschiebeführung Kies-, Sand- oder Schlammfänge hier, wie vor dem Kraftwerk, nötig und Spülschleusen zum Entfernen der Ablagerungen. Wo Schiffahrt oder Flofsbetrieb vorhanden, ist am Wehr oder am Ende des Oberkanals (am Kraftwerk) der Einbau von Flofs- oder Schiffsschleusen geboten.

Abb. 4. Wasserfassung.

b) Triebwerkkanäle. Meist im flachen Vorlande, selten am Berghange liegend. Für die Linienführung und Wahl der Gefällstufe (Kraftwerk) Geländegestaltung mafsgebend (V. A.). Einflufs auf die Veränderung des Grundwasserstandes wegen Schädigung landwirtschaftlicher Kulturen beachten. Hohe Lage des Wasserspiegels über dem Gelände bringt die Gefahr von Wasserverlusten (Versickerung) und Verwässerung der Ländereien. Tiefe Lage senkt den Grundwasserstand ab. Abdichtung des Kanalbettes bei durchlässigem Untergrunde durch verdichtete (gewalzte) Tonlage mit Ueberdeckung nötig. Stärke der Dichtungslage vom Wasserdruck abhängig, mindestens 30 cm. Nachträgliche Abdichtung mittels eingeschlämmter Schotter- oder Kieslage (Tonbeton).**) Erdarbeiten sollten ein Minimum sein (S. 522). Mindestgefälle im Wasserspiegel bei kleinen Triebkanälen 40 bis 50 cm auf 1 km, so dafs bei 0,4 bis 0,5‰ (1 : 2500 bis 1 : 2000) Nutzbarkeit des Flufsgefälles aufhört. Kleinstes Sohlengefälle etwa 1 : 1000. Vor dem Kraftwerk Erweiterung, so dafs die Eintrittsgeschwindigkeit vor den Turbinen nicht $> 0{,}5$ m/sk. Unterkanal so tief anlegen, dafs er nie trocken läuft. Turbinen sollen im OW wenigstens 1 m mit Wasser

*) Bayer. Industrie- und Gewerbeblatt 1904 Nr. 14.
**) Z. d. V. d. I. 1913 S. 1416 und H. d. I.-W. IV. Aufl. 1913, III. Teil, II. Bd., 2. Abt. S. 5?5.

überdeckt sein, Saughöhe der Turbinen nicht gröfser als 6 m. Oberhalb des Kraftwerks meist seitlicher Ueberfall oder Schützen (Freiarchen) zur Entlastung (V. Kraftwerk) bei plötzlichem Abschlufs im Krafthause. Länge so bemessen, dafs die sekundliche Zuflufsmenge bei angemessener Strahldicke abläuft. Unter Umständen mehrere solcher Ueberläufe auf die Kanalstrecke verteilen.

1. Festlegung des Kanalquerschnitts F durch rechnerische Untersuchung im Wege des Probierens nach Mafsgabe der Beziehungen

$$Q = c \cdot F, \quad v = c\sqrt{R \cdot i}.$$

R = hydraulischer Radius $= \frac{F}{u}$, wenn u der benetzte Umfang des Querschnitts ist. Q = Wassermenge in cbm/sk, i = Spiegelgefälle.

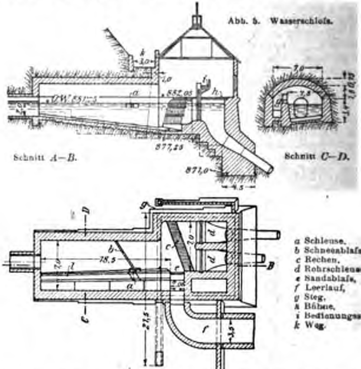


Abb. 5. Wasserschlofs.

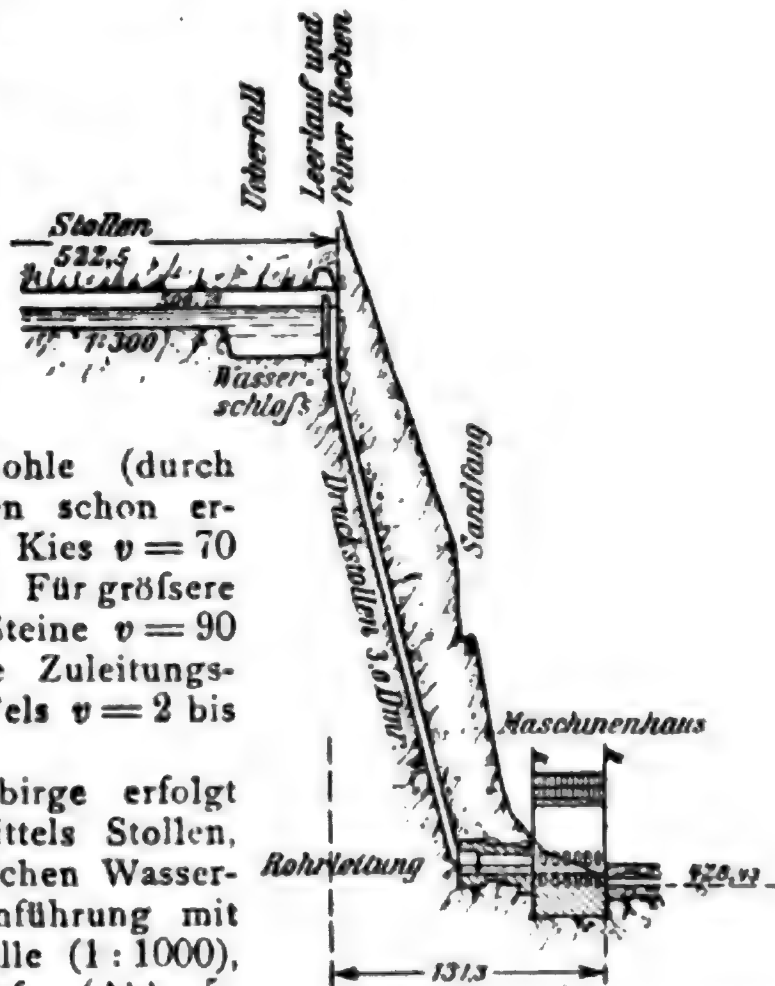
Ueber die Wahl von c III. Bd., 9. Abschn. (vgl. auch wegen des günstigsten Querschnitts I. Bd. S. 312 u. III. Bd. S. 499). Man geht zweckmäfsig von v aus, das man mit Rücksicht auf die Bodenart des Kanalbettes wählt, und berechnet danach das Gefälle, indem man den Querschnitt nach Mafsgabe allgemeiner Konstruktionsgesichtspunkte (III. Bd., 9. Abschn.), nach ausgeführten Beispielen und der Gelände-

Digitized by Google

beschaffenheit zunächst beliebig annimmt. Je gröfser das Gefälle, um so kleiner kann der Kanalquerschnitt sein, anderseits verursacht ein grofses i starke Verluste am Nutzgefälle h und erfordert Befestigung der Kanalböschungen. Wert des Gefällgewinnes oder -verlustes mit den Mehr- oder Minderaufwendungen für den Kanalaushub wirtschaftlich sorgfältig abwägen, da bei der oft grofsen Länge der Betriebskanäle diese Gröfsen sehr mitsprechen (vgl. auch I. Bd. S. 312 u. nächste Seite). Für kleine Wassermengen ($Q = 10$ bis 20 cbm/sk) i etwa 1 : 2000, für gröfsere Q bis 50 cbm/sk i etwa 1 : 6000 bis 10 000. Querschnittsgestaltung meist in natürlichen Böschungsverhältnissen, bei beengtem Raum mit steilen Einfassungen (Kanalmauern).*)

2. Zulässige Wassergeschwindigkeit. $v = 50$ bis 60 cm/sk für unbefestigten Lehm-, Ton-, Sandboden. Nicht wesentlich unter dieses Mafs heruntergehen, um Verkrautungen zu vermeiden. Bei 70 bis 100 cm/sk wird Befestigung der Sohle (durch Schwellen) und Böschungen schon erwünscht sein. Für groben Kies $v = 70$ bis 90 cm ohne Befestigung. Für gröfsere Kieselsteine und kantige Steine $v = 90$ bis 150 cm; für hölzerne Zuleitungsrinnen $v =$ bis 2,5 m, für Fels $v = 2$ bis 3 m/sk.

Abb. 6. Druckstollen.



c) Stollen. Im Gebirge erfolgt die Zuleitung vielfach mittels Stollen, die den Weg des natürlichen Wassergerinnes abkürzen. Stollenführung mit möglichst schwachem Gefälle (1 : 1000), daran mittels Wasserschlofs (Abb. 5, Innsbruck)**) anschliefsend **Druckstollen** oder Druckrohre, letztere steil zum Kraftwerk abfallend (Abb. 6, Meran-Bozen).***) Wasserschlofs möglichst geräumig, um selbst die feinsten Sinkstoffe zur Ablagerung zu bringen ($v = 20$ bis 30 cm/sk). Sonstige Einrichtungen (Sandfänge, Feinrechen u. a. m.) wie bei den Triebwerkkanälen bzw. am Kraftwerk. Druckstollen verlangen ein sehr dichtes Gebirge, andernfalls künstliche Abdichtung nötig, z. B. durch Betonieren und Putzen der Wände, wodurch auch Verminderung der Reibung. Stollen bieten in steilen Gebirgstälern gröfsere Betriebssicherheit als offene Kanäle, da sie vor Verschüttung durch Steinfall geschützt sind. Mit-

*) Ueber die Herstellung hoher Kanaldämme mit innerer Entwässerung Z. d. V. d. I. 1913 S. 1376 u. 1416.
**) Z. d. V. d. I. 1906 S. 760.
***) Z. Bauwesen 1900.

unter staffelförmiger Stollenbau (Chèdde im Arveflufs, Frankreich).*) Die **Berechnung der Stollenquerschnitte** erfolgt bei freiem Flufs entsprechend wie bei Kanälen, bei Druckstollen nach den Gesetzen für Rohrleitungen. Weiteres über hydraulische Berechnungen dieser Art s. Mattern, „Talsperren" im H. d. I.-W. IV. Aufl., III. Teil, II. Bd., 2. Abt. S. 414 ff. sowie Köhn, XIII. Bd.

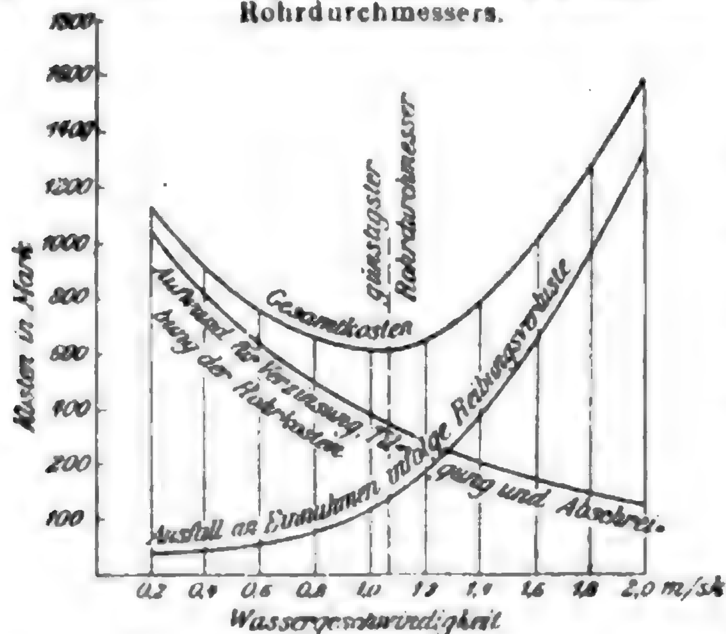
d) Druckleitungen. Es reichen im allgemeinen noch schwache Talgefälle von 1 : 100 und weniger hin, um durch den Einbau einer Druckleitung wirtschaftliche Erfolge zu erzielen. **Linienführung** der Druckleitung möglichst ohne Höhen und Tiefenpunkte zur Vermeidung von Luftansammlungen und Ablagerungen. Doch haben neuere Erfahrungen (Nordhausen, Abb. 9) erwiesen, dafs Druckleitungen sich selbst bei wellenförmiger Linienführung gut bewähren, wenn genügende Sicherungsvorrichtungen vorhanden. Wahl der richtigen Rohrweite technisch und wirtschaftlich von Bedeutung. Die Reibungshöhen wachsen unverhältnismäfsig, wenn $v > 1$ m/sk. In kurzen Leitungen v bis etwa 3 m/sk. Durch Rohransatz und Ablagerungen unter Umständen bis 20% Verminderung des theoretischen Abführungsvermögens (I. Bd. S. 285).

1. **Der wirtschaftlich günstigste Rohrdurchmesser.** Je enger die Leitung, desto mehr Gefällverluste entstehen, je weiter, desto gröfsere Anlagekosten. Werteinbufse durch die Gefällverluste gegen die Verminderung der Einnahmen infolge Verzinsung und Tilgung der Mehrkosten der weiteren Leitung abwägen. Der günstigste Rohrdurchmesser ist der, bei dem die gesamten Verluste am kleinsten werden. Camerer hat diese Beziehungen zeichnerisch dargestellt.**)

Beispiel. Es sei Durchflufsmenge $Q = 1{,}5$ cbm/sk, Gefällverlust infolge Reibung $= h_v$. Dann ist der Arbeitsverlust $1{,}5 \cdot \frac{1000 \cdot h_v}{75} = 20\, h_v$ in PS oder $20\, h_v \cdot 0{,}736$ KW. Die Kraftabgabe erfolge an 300 Arbeitstagen im Jahr während je 12 Stunden; der Wirkungsgrad der Turbinen sei 0,8, der elektrischen Maschinen 0,87, zusammen 0,7. Wenn 1 KWst z. B. mit 30 Pf. bewertet wird, so ist der jährliche Ausfall an Einnahmen

$$20\, h_v \cdot 0{,}736 \cdot 0{,}7 \cdot 300 \cdot 12 \cdot 0{,}3 = 11\,100\, h_v\ \mathcal{M}.$$

Abb. 7. Ermittlung des wirtschaftlich günstigsten Rohrdurchmessers.



Man berechnet h_v für die verschiedenen Rohrdurchmessern entsprechende Fliefsgeschwindigkeit und den zugehörigen Ausfall an Einnahmen. Ebenso werden für die verschiedenen Rohrweiten die Kosten einschl. Verlegen veranschlagt bzw. Preise einge-

*) De la Brosse, Les Installations Hydro-Électriques S. 43.
**) Z. d. V. d. I. 1908 S. 1901.

fordert, und danach wird der jährliche Aufwand für Verzinsung, Tilgung und Abschreibung ermittelt. Die Ergebnisse werden zusammengestellt (Abb. 7). Aus beiden Kurven wird dann die Summenkurve gebildet, deren tiefster Punkt die günstigste Wassergeschwindigkeit (Rohrdurchmesser) erkennen läfst. Die Länge der Leitung ist im ganzen ohne Einflufs, da Reibungsverluste und Rohrkosten mit ihr annähernd im gleichen Verhältnis stehen. Es kann aber unter Umständen notwendig sein, die Untersuchung für verschiedene Durchflufsmengen Q und Preise der KWst durchzuführen.

2. **Baustoff der Rohre.** Bei Druckrohren bis 10 at Innendruck Schmiede(Schweifs-)eisen und Gufseisen im allgemeinen gleichwertig, so dafs die Kostenfrage entscheidet. Bei kleinen Lichtweiten in der Regel Gufseisen billiger, bei grofsen Schmiedeeisen. Preisgrenze liegt etwa bei 500 bis 600 mm Lichtweite. Bei höherem Druck Schmiedeeisen wegen gröfserer Betriebssicherheit vorzuziehen. Gufseiserne Rohre werden bis etwa 2 m Lichtweite und 5 m Baulänge geliefert. Schmiedeeiserne Muffenrohre ohne Quernähte bis 6 m Länge. Länge nicht $>$ 10 m wegen der sonst eintretenden Förderschwierigkeit, besonders im Gebirge. Neuerdings Schweifsung bis 3 m Lichtweite, Schweifsnaht 95 %, Nietnaht 70 % der Blechfestigkeit.

Die Berechnung der Wandstärke erfolgt nach $\delta = \frac{D \cdot p}{2 k_z}$, worin D Rohrdurchmesser in cm, p innerer Druck in kg/qcm, δ in cm, k_z die Beanspruchung in kg/qcm.

Man rechnet für Schmiedeeisen $k_z = 600$ bis 800 bei 5- bis 6facher Sicherheit, für Gufseisen $k_z = 200$ kg/qcm bei etwa 7facher Sicherheit (weiteres I. Bd. S. 486). Bei Lagerung auf unsicherem Untergrund oder einseitigem Druck ist es notwendig, die Wandstärke für die äufsere Beanspruchung zu berechnen. Zweckmäfsig wächst die Wandstärke mit steigendem Druck stufenmäfsig, so dafs die Einheitsbeanspruchung die gleiche bleibt. Weiteres über die Berechnung der Wandstärken I. Bd. S. 604 ff., über deutsche Rohrnormalien für gufseiserne und schmiedeeiserne Rohre I. Bd. 6. Abschn. Maschinenteile.

Hölzerne Druckrohre vereinzelt in Amerika. Neuerdings öfters Eisenbetonrohre. Ueber die Berechnung s. Beton u. Eisen 1906 S. 218.

3. **Abdichtung der Rohre.** Muffendichtung üblich; einfach und nachgiebig bei Senkungen und Kurven. Flanschendichtung meist nur in Innenräumen oder für kurze freiliegende Druckstränge auf fester Unterlage. Bis 10 at Innendruck Abdichtung durch Hanfstrick, Bleivergufs und Verstemmung. Für gröfseren Druck keilförmige Muffen mit Rillen. Bei sehr hohem Druck aufserdem Schellen, die das Austreiben des Bleies verhindern (in der Schweiz bis 600 m), bewährt. Weiteres über Rohrverbindungen I. Bd. Maschinenteile.

Ueber die **Berechnung** der notwendigen Druckhöhen und Reibungswiderstände I. Bd. S. 286 ff.

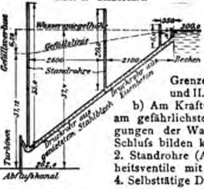
4. **Ausrüstungen an Druckleitungen und Stollen.** Für den gewöhnlichen Betrieb Abschlufs der Leitung durch Spindelschieber oder Drosselklappen (I. Bd. Maschinenteile). Zur Entfernung von

Luftansammlungen an den Höhenpunkten selbsttätige **Entlüftungsvorrichtungen**, in Tiefenpunkten **Entwässerungsschieber**.

5. **Einrichtungen zur Verhütung von Leerlaufen und unzulässigen Geschwindigkeitsänderungen** des Wasserlaufs. Meist selbsttätig (I. Bd. Maschinenteile für Flüssigkeiten). Der Rohrschlufs durch Ventil tritt infolge der Stofswirkung des Wassers ein, sobald beim Bruch des Rohres eine gewisse Geschwindigkeit überschritten wird.

6. **Einrichtungen zur Verhütung von unzulässigen Drucksteigerungen.** a) Auf der Strecke. Vor allem bei wellenförmiger Linienführung nötig. Bei einem Gesamtgefälle H gilt als höchst zulässige Drucksteigerung in Rohrleitungen

Abb. 8. Standrohre.



$\Delta H = 50\%$ für H bis 50 m,
$= 25\%$ „ H „ 150 „,
$= 15\%$ „ H über 250 „.

Zum Schutz gegen höhere Drücke Sicherheitsventile einbauen, die sich öffnen, wenn die zulässige Grenze überschritten wird (I. Bd. S. 306 und II. Bd. Regelung der Wasserturbinen).

b) Am Kraftwerk. Hier Druckschwankungen am gefährlichsten. Zum Ausgleich der Schwingungen der Wassersäule, die sich bei schnellem Schlufs bilden können: 1. Windkessel (veraltet), 2. Standrohre (Abb. 8, Champ, Isère), 3. Sicherheitsventile mit Gewichts- oder Federbelastung, 4. Selbsttätige Druckregler mit Leerlauf. Schlufs-

Abb. 9. Hochdruckleitung mit Ausrüstung (Gefälle 192 m).

a Luftventil, *b* Schieber, *c* Selbsttätiges Abschlufsventil, *d* Entwässerung, *e* Manometer, *f* Sicherheitsventil, *g* Kraftwerk.

zeit der Turbine ist so einzurichten, dafs die zulässige Drucksteigerung nicht überschritten wird (II. Bd. Regelung der Wasserturbinen).

7. **Berechnung der Wasserspiegelhebung in Standrohren und Wasserschlössern.** Wenn

L_s = Länge des Druckrohres oder Druckstollens in m,
f_s = Querschnitt des Druckrohres oder Druckstollens in qm,
C_s = gröfste Wassergeschwindigkeit im Rohr (Stollen) in m/sk,
F = Querschnitt des Standrohres oder Wasserschlosses

Digitized by Google

ist, so berechnet sich die gröfste Spiegelerhebung h_{max} über den normalen Wasserstand bei plötzlichem Abschlufs der Turbinen

$$h_{max} = h_0 - 0{,}6\, h_w,$$

hierin ist
$$h_0 = C_s \sqrt{\frac{L_s \cdot f_s}{g \cdot F}}$$

(aus der sog. Arbeitsgleichung abzuleiten; $g = 9{,}81$ m/sk²).

h_w = Druckhöhenverlust durch Reibung im Rohr oder Stollen.

Es empfiehlt sich, in Höhe dieser gröfsten Spiegelerhebung eine Ueberlaufschwelle oder Abflufsöffnung anzulegen, die die Zuflufsmenge bei C_s abzuführen vermag (II. Bd. Regelung der Wasserturbinen).

8. **Ausdehnungsvorrichtungen bei Rohrleitungen,** die im Erdboden liegen, nicht nötig, bei freiliegenden Rohren mitunter angewendet*) (I. Bd. Maschinenteile: Rohre).

Bemerkenswertes Beispiel für die Ausrüstung einer Druckleitung von 192 m Gefälle mit vielen Höhen- und Tiefenpunkten Abb. 9, Hochdruckleitung der Talsperrenanlage mit Kraftwerk der Stadt Nordhausen a. H.

B. Gefällgewinnung an natürlichen Seen.

Diese kann geschehen:

a) durch Anschneiden eines Sees mittels Tunnel (Abb. 10),
b) mittels Aufspeicherung durch Aufstau des Sees (Abb. 11),
c) durch Vereinigung der Mittel a) und b).

Ueber die Nutzbarmachung von Seen zu Kraftzwecken in Norwegen Z. Bauwesen 1900, Zentralbl. Bauv. 1911 S. 107; in Schweden Z. Bau-

Abb. 10.

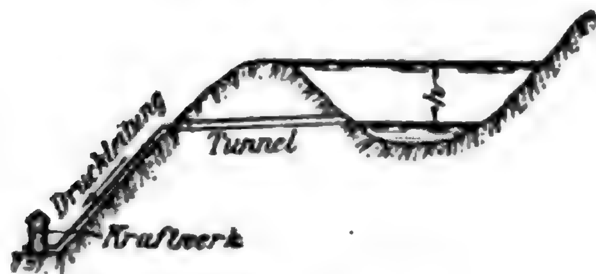
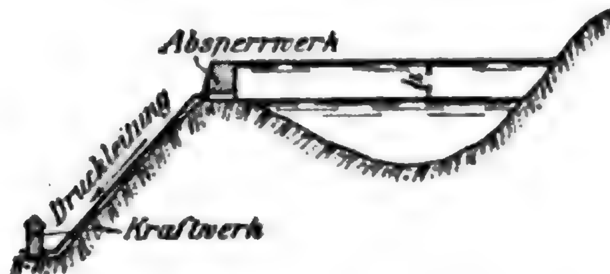


Abb. 11.



wesen 1911 S. 575. In Deutschland bemerkenswert der Walchenseeentwurf in Bayern (Gefällgewinn 200 m).

C. Gewinnung von Gefällhöhe durch Aufstauung in Sammelbecken. Das Kraftgefälle wird dadurch gewonnen, dafs der Schwerpunkt im gestauten Wasser gehoben wird. Bei grofsen Becken werden wegen der nicht wesentlichen Wasserspiegelschwankungen etwa zwei Drittel bis drei Viertel der gesamten Stautiefe als mittleres Gefälle nutzbar. Dieses Eigengefälle kann noch vermehrt werden, wenn im unteren Beckenraum ein „eiserner Bestand" geschaffen wird, der im laufenden Betriebe stets unberührt bleibt.

Oft finden sich die zu A bis C erwähnten Arten der Gefällgewinnung in einer Wasserkraftanlage vereinigt.

---

*) U. a. Luzern—Engelberg, Schweiz. Bauz. Bd. XLVIII.

D. Nutzbarmachung von Wassergefälle durch Gewinnung von Druckluft. Die Energie des fallenden Wassers wird in Druckluft umgesetzt, die zum Antrieb von Arbeitsmaschinen unmittelbar Verwendung finden kann. Näheres Mattern, Die Ausnutzung der Wasserkräfte II. Aufl. 1908 S. 238.

Ueber Gefälle vermehrende Mafsnahmen unter Benutzung der Wirkung der Wasserstrahlpumpe s. Ludin, Wasserkräfte I S. 177.

V. Das Kraftwerk und seine Einrichtung.

A. Lage des Kraftwerks möglichst nahe am Verbrauchsort, bei Ueberlandzentralen günstig im Schwerpunkt des Verteilungsgebietes. Dann die Energieverluste und Leitungskosten am geringsten. Bei Hochdruckwerken ist oft die Vorflut eines natürlichen Wasserlaufes bestimmend. In Triebwerkskanälen liegt das Kraftwerk dort günstig, wo ein Abfall des Geländes vorhanden ist. Lage zum Stromstrich winkelrecht (Laufenburg) oder unter einem Winkel dazu, um Eingriff in das Ufer und vermehrte Erdarbeiten zu vermeiden (Chèvres, Rheinfelden).

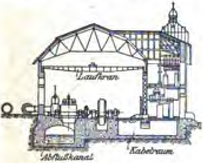
B. Bauliche Einrichtung im allgemeinen. Ausbildung des Unterbaues im Kraftgebäude verschieden, je nachdem ob Hochdruck- oder Niederdruckbetrieb. Niederdruckwerke arbeiten mit kleinem Gefälle und grofser Wassermenge, Hochdruckwerke nutzen hohes Gefälle und kleines Betriebswasser. Die Grenze für die Unterscheidung liegt etwa bei 10 m. Den Hochdruckturbinen, die in eisernen Gehäusen eingeschlossen sind, wird das Betriebswasser in Rohrleitungen zugeführt, die Niederdruckturbinen stehen frei im Wasser und unter dem Wasserspiegel des Oberwassers (IV b).

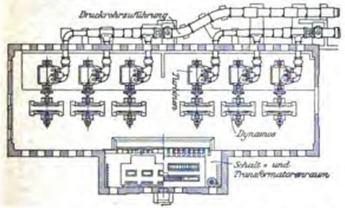
C. Raumbemessung. Auf den Grundrifs ist neben der Gröfse der nutzbar zu machenden Kraft die Art des Turbinensystems sowie die Zerlegung in Krafteinheiten von Einflufs. Schnellaufende Hochdruckturbinen erfordern weniger Platz als Niederdruckturbinen. Den meisten Raum beanspruchen Wasserräder. Unmittelbare Kupplung der Kraft- und Arbeitsmaschinen (Dynamos) auf einer Welle führt neben geringsten Kraftverlusten zu Raumersparnis. Uebersichtlichkeit und Zentralisierung des Betriebes bedeutsam. Nebeneinanderstellen der Maschinen in einer langen Linie zweckmäfsig, daraus ergibt sich als kennzeichnende Form grofser Kraftgebäude der langgestreckte, rechteckige Grundrifs. Für die vorläufige Gröfsenbemessung des Kraftgebäudes wird man die Angaben der Tafel 2 benutzen können.

D. Innerer Ausbau des Kraftgebäudes. Heller, hallenartiger Ausbau des Maschinenraumes in einer Ebene mit nur einem Stockwerk empfehlenswert. Hier die Reguliervorrichtungen unterbringen, während die Rohrleitungen mit den Schiebern und Kabel unter dem Fufsboden in einem begehbaren Zwischenstockwerk oder aufsen, gegebenenfalls in einem Anbau liegen (Abb. 12, Sillwerke). Maschineller (selbsttätiger, soweit angängig) Antrieb aller Hülfseinrichtungen zu bevorzugen. Gute Zugänglichkeit der Maschinen wahren. Laufkran für die Aufstellung der Maschinen und spätere Ausbesserungsarbeiten ist anzuordnen. Mefseinrichtungen für Wasserverbrauch,

Krafterzeugung, Kraftabgabe usw. Bei **elektrischem Betrieb** ist ein Raum für die Schaltanlage sowie für die Unterbringung der Transformatoren, Akkumulatoren, Blitzschutzeinrichtungen usw. notwendig. Ferner sind vorzusehen Werkstätte für Ausbesserungsarbeiten, Lager-, Bureau- und Arbeitsräume und sonstige Nebenräume (Heizung). Bei abgelegenen Kraftwerken werden Wohnräume für den Maschinenmeister und seine Hülfskräfte zu schaffen sein. **Architektur einfach** und der Zweckbestimmung entsprechend.

Abb. 12. Allgemeine Querschnitts- und Grundrißanordnung eines Hochdruckwerkes.





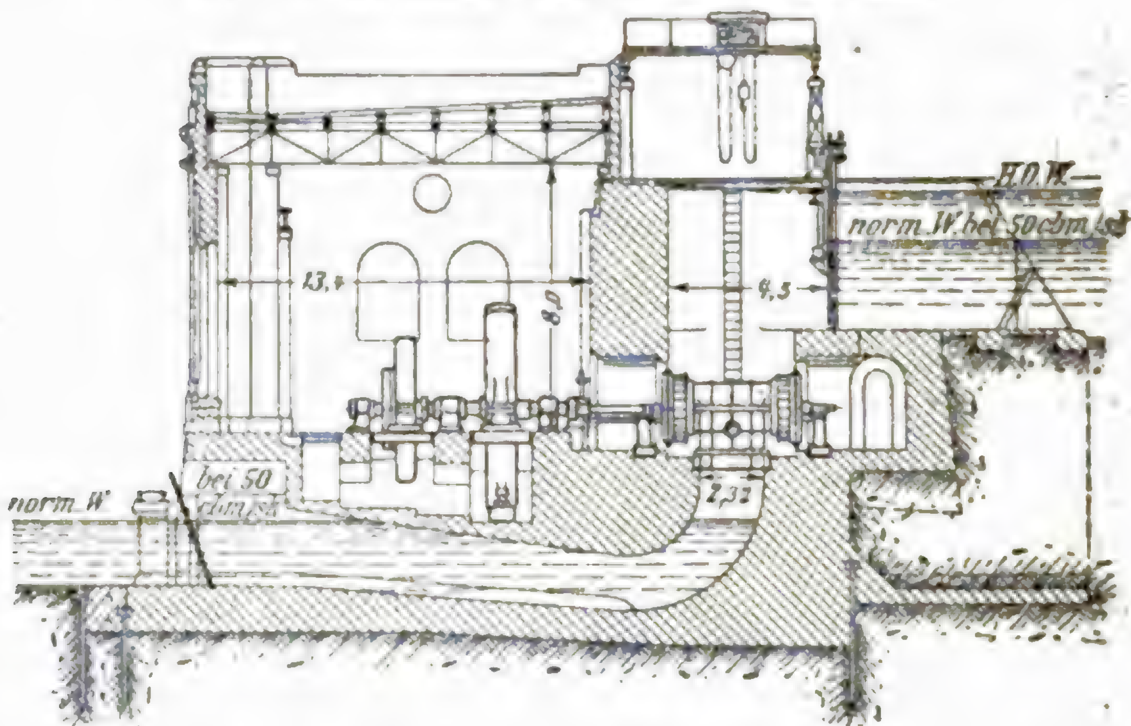
Es ist empfehlenswert, die wasserbaulichen Anlagen (z. B. Wehr, Betriebskanal, Stollen usw.) sowie die Grundmauern des Krafthauses **gleich im Anfang voll** auszubauen, auch wenn die ganze Ausnutzung zunächst noch nicht zu erwarten. Der Ausbau der Maschinen und elektrischen Anlagen wird dem steigenden Bedarf angepaßt.

E. Turbinenkanäle in Mauerwerk. Beton sehr geeignet für die geschwungenen Formen. Eisenbeton weniger anwendbar, weil die geringen Massen den dynamischen Wirkungen beim Gang der Turbinen nicht genügend entgegenwirken, auch nicht immer billiger. Jedoch neuerdings angewendet bei Anlagen in Amerika und Schweden. Erfahrungen fehlen noch. Eiseneinlagen bei sonst kräftigen Abmessungen der Kammerwände u. Umst. empfehlenswert, um Rissebildung zu vermeiden. Jede Turbinenkammer erhält eine gesonderte Zuführung und Ausmündung. Vor dem Auslauf Wasserpolster durch Vertiefung der

Digitized by Google

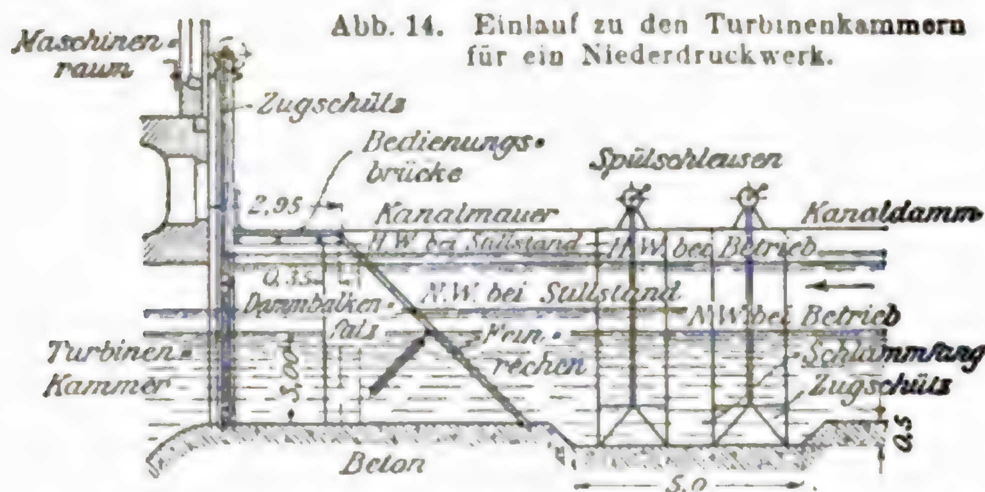
Turbinenkanäle bilden. Einzelheiten über die Form der Turbinenkanäle und den Einbau der Turbinen Abb. 13 (Gersthofen am Lech). Vor den Turbinenkammern Einrichtungen zur Ablagerung (Sandfänge) und Beseitigung von Unreinlichkeiten (Spülschleusen) sowie geneigt liegende Feinrechen zum Aufhalten schwimmender Gegenstände; Maschenweite

Abb. 13. Querschnitt durch ein Niederdruckwerk.



25 bis 30 mm (Abb. 14). Pfeiler und Recheneisen gegen Oberwasser zuspitzen, um Gefällverluste tunlichst zu vermeiden. Oeftere Reinigung der Rechen nötig. Geschieht zweckmäfsig mechanisch (Solingen). Alle diese Einrichtungen sind aufserordentlich wichtig für die Erhaltung der Turbinen (Gefahr des Ausschleifens bei unreinem Wasser). In nordischen Gegenden Gefahr der Versetzung der Rechen und Turbinen durch Eis. Die beste Sicherheit dagegen bieten tiefe Kanäle und ein grofses tiefes Vorbecken nächst dem Rechen am Maschinenhause. Weiteres u. a. Lüscher, Das Grundeis und Störungen in Wasserläufen und Wasserwerken.

Abb. 14. Einlauf zu den Turbinenkammern für ein Niederdruckwerk.



Tafel 2. Grundfläche der Kraftgebäude einschl. Nebenräumen nach Quadratmetern für 1 PS der Maschinenstärke.

Maschinenstärke in PS .	um 1000	2000—5000	5000—10 000	10 000—20 000	20 000—40 000
Quadratmeter der Grundfläche	0,31	0,14	0,12	0,08	0,04

F. Maschinenstärke. Auflösung der Gesamtkraft in Maschineneinheiten — jedoch nicht zu viele — ist erwünscht, um sich den Schwankungen des Kraftbedarfs anpassen zu können. Für diesen Zweck werden selbst bei grofser Kraft 8 bis 10 Einheiten genügen. Gegebenenfalls Maschinen verschiedener Leistung aufstellen.

In Einzelbetrieben, die ohne Wasserausgleichvorrichtungen arbeiten, wird die Maschinenstärke (Betriebswassermenge S. 574) entsprechend 0,4 bis höchstens 0,6 der mittleren Abflufsmenge bemessen, wonach unter Berücksichtigung des Nutzgefälles die Leistung in PS nach S. 576 berechnet wird. Wenn Ausgleich der Wasserführung durch Sammelbecken oder Ergänzung durch Wärmekraftanlage vorhanden ist, kann die Maschinenstärke entsprechend der Mittelwassermenge gewählt werden. Für öffentliche Elektrizitätswerke usw. sind die Schwankungen des Verbrauchs mafsgebend. Hier wird die gesamte Maschinenstärke bis auf das Doppelte der mittleren Leistung des Werkes bemessen, falls nicht Aufspeicherung in Akkumulatoren für die gröfsten Spitzen des Bedarfs stattfindet. Die Verhältnisse des Einzelfalles müssen hiernach untersucht werden. Die Möglichkeit der Ergänzung durch Wärmekraft in allen Fällen offenhalten. Im Eisenbahnbetrieb ist wegen der sehr grofsen Schwankungen des Kraftbedarfs beim Anfahren der Züge, starkem Verkehr aus besonderen Anlässen, auf Steigungen usw. die gröfste Maschinenstärke auf etwa das Fünffache der mittleren Leistung zu bemessen. Auf je 3 bis 4 Maschinensätze eine Maschine als Aushülfe (Reserve).

G. Die Wassermotoren.*)

1. Die **Wasserräder** werden in der Hauptsache getrieben durch das Gewicht des Wassers (Gewichtsenergie). Es drückt sich ihre Leistung L aus durch

$$L = G \cdot H \text{ in mkg/sk.}$$

Hierin bedeutet G das Gewicht der in der Sekunde zuströmenden Wassermenge Q in cbm ($G = 1000\,Q$) und H den Weg (Gefälle), den diese Wassermenge in der Sekunde durchläuft. Wasserräder nur noch wenig und für kleine, stark veränderliche, Wassermengen im Gebrauch (Wassermühlen), Wirkungsgrad bis 80%.

2. **Turbinen**. Werden für neuzeitliche Anlagen fast ausschliefslich angewendet. Die Turbinen wirken nach dem Fallgesetz (lebendige Kraft, kinetische Energie). Ihre Leistung drückt sich aus durch

$$L = M \cdot \frac{v^2}{2},$$

worin $$M = \frac{G}{g}, \quad g = 9{,}81 \text{ m/sk}^2, \quad v = \sqrt{2gH},$$

d. h. die der Gefällhöhe entsprechende Geschwindigkeit ist.

Die Gewichtsenergie läfst sich nur bis zu einer gewissen Gefällhöhe (Radhöhe) ausnutzen, darüber hinaus mufs man zur Verwertung der lebendigen Kraft übergehen.

Für die Wahl des Turbinensystems ist vor allem das Gefälle mafsgebend. Grundanforderungen nach Camerer: 1. Sicherheit des Betriebes. Dazu gehört Einfachheit, kräftige Ausführung, leichte Bedienung und Auswechslung aller Teile. Bequeme Aufstellung der Turbine in beliebiger Lage. Grofser Querschnitt zur Vermeidung des Verstopfens der Kanäle. 2. Hoher Wirkungsgrad für gleichbleibende Umdrehungszahl, auch bei wechselndem Gefälle und Wasserzuflufs. 3. Leichte Regulierbarkeit. 4. Anpassungsfähigkeit an gewünschte Umdrehungszahlen. Es kommen heute u. a. nur 2 Turbinengattungen in Frage: Zentripetalturbinen, bei denen sich das Wasser vom Umfang nach innen bewegt, und Tangentialturbinen, bei denen das Wasser dem Laufrade seitlich zuströmt.

---

*) Weiteres im II. Bd. Kraftmaschinen: VII. Wassermotoren und Pfarr, Die Turbinen für Wasserkraftbetrieb.

Für kleinste Gefälle bis herab zu 0,5 m und steigend bis etwa 10 m hauptsächlich die Francisturbine im offenen Schacht im Gebrauch (gute Regulierfähigkeit), darüber hinaus bis etwa 100 m die Francisspiralturbine im geschlossenen Gehäuse. Wirkungsgrad bis 80%, von der Beaufschlagung abhängig, am gröfsten bei $^3/_4$ Beaufschlagung. Für noch höhere Gefälle findet das Peltonrad (Tangentialrad) Anwendung. Wirkungsgrad bis 80%, besonders vorteilhaft für sehr hohe Gefälle (Amerika, Nordhausen). Senkrechte Wellen erfordern weniger Grundfläche und geben günstigere Arbeitsräume, wagerechte Wellen ermöglichen sichere Lagerung und günstigen Antrieb der Dynamos. Bei starkem Gefällwechsel zur Erzielung gleichbleibender Kraftleistung und Umdrehungsgeschwindigkeit mitunter mehrere Turbinen auf senkrechter Welle übereinander.

Abb. 15. Umlaufzahl, Wassermenge und Leistung einer Turbine bei verschiedenem Gefälle H.

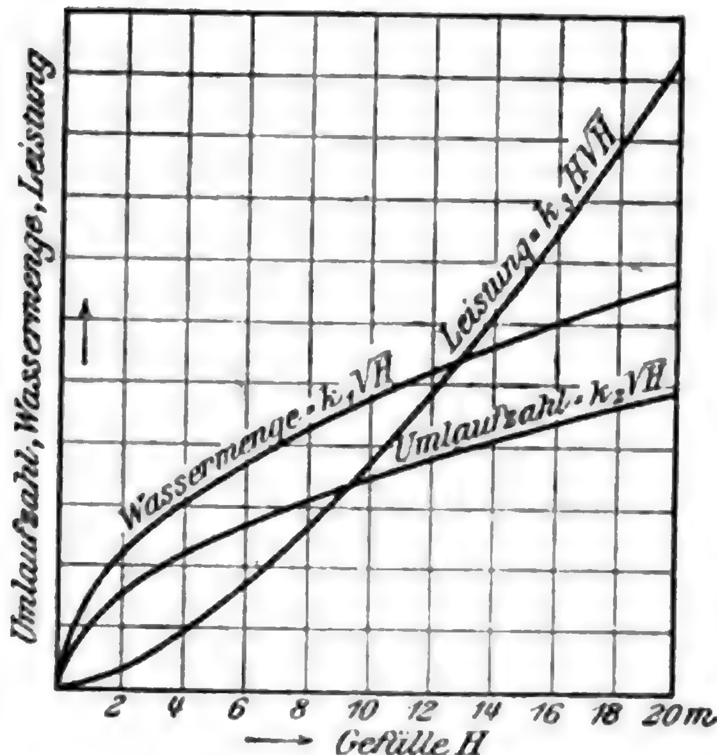
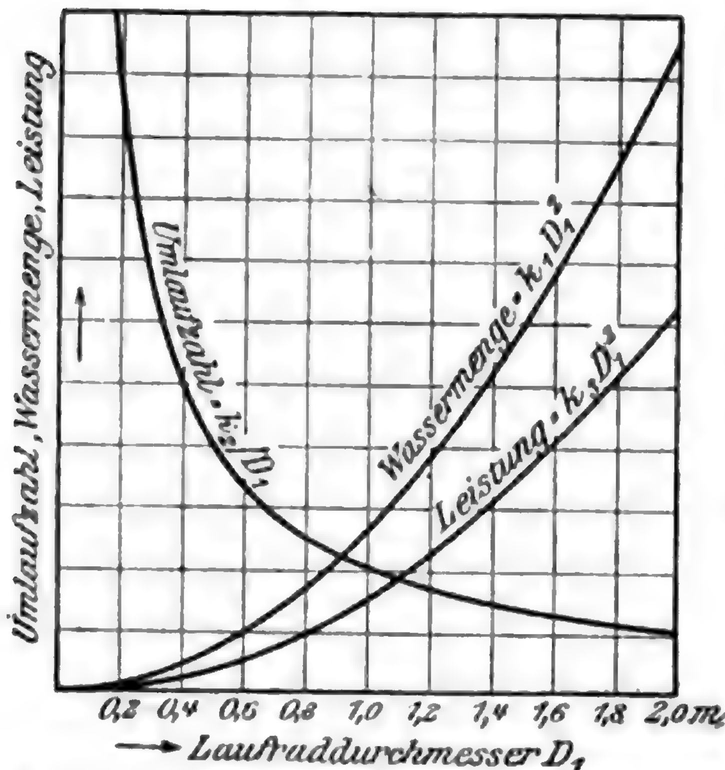


Abb. 16. Umlaufzahl, Wassermenge und Leistung verschieden grofser ähnlicher Turbinen bei demselben Gefälle H.



3. **Umdrehungszahl und Laufraddurchmesser.** Ausgangspunkt der Turbinenberechnung ist meist die Umdrehungszahl n in der Minute. n wird gewählt nach dem Zweck der Maschine, z. B. $n = 60$ für Tauchkolbenpumpenbetrieb, bei Niederdruckturbinen für elektrischen Betrieb bei entsprechend grofsem Dynamodurchmesser $n = 100$ bis 300, bei Hochdruck zur Erzielung kleiner Abmessungen der Turbinen und Dynamos $n =$ bis 1000. Anderseits darf die Umfangsgeschwindigkeit c nicht so grofs werden, dafs die Festigkeit des Baustoffs im Turbinenlaufrad oder Dynamo überschritten wird (I. Bd. Regelnde Maschinenteile: Schwungräder). Durchmesser D des Laufrades in m, ferner von örtlichen Verhältnissen und Kosten des Baustoffs beeinflufst. Aus

$$n = \frac{60 \cdot u}{\pi D}$$

entweder nach Wahl von n den Durchmesser berechnen oder umgekehrt.

Als Raddurchmesser gilt der doppelte Abstand der Wasserstrahlachse von der Motorachse.

Die Umfangsgeschwindigkeit u des Laufrades ergibt sich nach Mafsgabe der Abflufsgeschwindigkeit des Wassers aus der Turbine aus $u = K\sqrt{2\,g\,H}$; $g = 9{,}81$ m/sk². $H =$ Gefällhöhe in m. Es ist etwa

$K = 0{,}6$ bis $0{,}7$ für Ueberdruck (Prefsstrahl-)turbinen (Francisturbinen),

$= 0{,}45$ bis $0{,}5$ für Druck (Freistrahl-) turbinen (Pelton- oder Tangentialräder).

Soll eine Turbine mit sehr hoher Umdrehungszahl eine langsam arbeitende Maschine antreiben, so kann eine Verringerung der Umdrehungszahl durch Einschaltung einer Uebersetzung (Riemen, Reibungsvorgelege) auf $^1/_{10}$ bis $^1/_{20}$ erfolgen.

4. **Bestimmung der Turbinengattung.***) Jede Turbine kann in einem bestimmten

*) Nach Camerer, Z. d. V. d. I. 1908 S. 1905.

Gefälle nur **eine** günstigste Wassermenge verarbeiten und hat nur **eine** theoretisch richtige Umdrehungszahl. Bei derselben Turbine ändern sich in verschiedenen Gefällen für normalen Betrieb Wassermenge, Umdrehungszahl und Leistung nach Abb. 15. Umdrehungszahl und Wassermenge nehmen zu mit $\sqrt{H}$, Leistung im Verhältnis $H\sqrt{H}$. In Abb. 16 ist für verschieden grofse Turbinen ähnlicher Bauart die Abhängigkeit der Umdrehungszahl, Wassermenge und Leistung vom Laufraddurchmesser D bei gleichem Gefälle dargestellt. Wassermenge und Leistung wachsen mit D^2, die Umdrehungszahl nimmt ab im umgekehrten Verhältnis mit D.

Hiernach kann man für irgend eine Turbinengattung die Gröfse berechnen, mit der im Gefälle von 1 m 1 PS geleistet wird. Wenn man die in dem gleichen Gefälle von der betreffenden Turbine erreichte Umdrehungszahl n_s mit „spezifischer Umdrehungszahl" bezeichnet, so ergibt sich nach dieser folgende Einteilung:

Tangentialräder n_s bis 30,
Zentripetalturbinen n_s „ 100 Langsamläufer,
„ n_s 100 bis 200 Normalläufer,
„ n_s 200 „ 300 Schnelläufer.

Mit Hülfe von n_s kann die Turbinengattung bestimmt werden.

Beispiel. Es soll eine Turbine mit der Leistung $N = 2700$ PS und $n = 150$ bei $H = 9$ m Gefälle entworfen werden.

Die Leistung für 1 m Gefälle wäre $N_1 = \frac{2700}{9\sqrt{9}} = 100$ PS und $n_1 = \frac{150}{\sqrt{9}} = 50$ Uml./min.

Dann ist $n_s = n_1 \sqrt{N_1} = 50\sqrt{100} = 500$.*)

Dieser Wert geht über die oben angegebenen hinaus. Wenn aber z. B. 4 Laufräder auf eine Welle gesetzt werden, so wird $N_1 = 25$ und $n_s = 250$. Diese Turbine fällt somit unter die Schnelläufer.

Schnelläufer zeigen, besonders bei wechselnder Beaufschlagung, weniger gute Wirkungsgrade als Normalläufer (vgl. auch II. Bd. Wasserturbinen: Umlaufzahl).

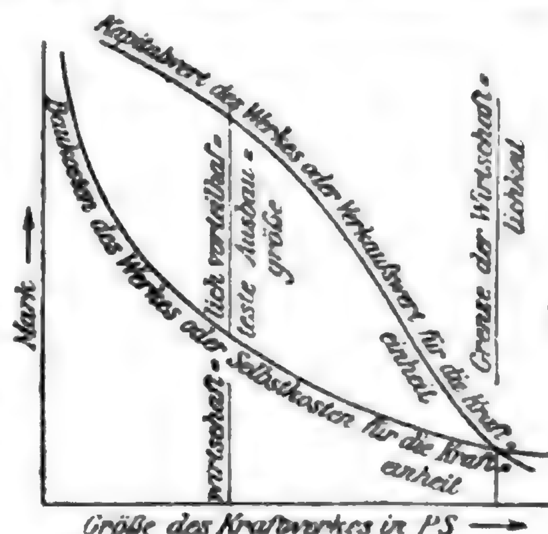
5. Die **Regelung** mufs die Turbine dem wechselnden Wasserzuflufs anpassen, so dafs Gefälle und Umdrehungszahl erhalten und der Wirkungsgrad jederzeit hoch bleibt. Ferner mufs bei schwankender Belastung die Umdrehungszahl des Motors gleich sein. Dies wird erreicht durch selbsttätige Regler.

Weiteres über die Berechnung der Wasserräder und Turbinen II. Bd. Wassermotoren. Ueber die Prüfung der Turbinenanlage nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten s. unter VI.

VI. Wirtschaftlichkeit des Kraftausbaues.

A. Vorteilhafteste Ausbaugröfse. Bei reinen Wasserkraftwerken meist durch die zur Verfügung stehende Betriebswassermenge (S. 574) bestimmt. In wirtschaftlicher Hinsicht ist nach dem gemeinen Wert die günstigste Ausbaugröfse die, für die der Unterschied zwischen Kapitalwert der betriebsfertigen Anlage abzüglich der Ausbaukosten einen Gröfstwert hat, oder nach dem Betriebswert: für die der Verkaufswert der Krafteinheit (z. B. Jahrespferdestärke) abzüglich der Selbstkosten aus den Bau- und Betriebskosten einen Höchstwert darstellt (Abb. 17). Die Grenze der Wirtschaftlichkeit wird erreicht, wenn beide Gröfsen gleich sind (Selbstkosten = Einnahme). Man erhält die Kurven, wenn man mehrere Vergleichsanlagen in ver-

Abb. 17. Vorteilhafteste Ausbaugröfse.



*) Ableitung II. Bd. Wassermotoren: Entwerfen von Turbinen.

schiedener Stärke untersucht. Gegebenenfalls Ergänzung der Wasserkraft durch eine Wärmekraft in Vergleich stellen. Gröfse der ergänzenden Dampfkraft oft durch die Möglichkeit des Kraftabsatzes bestimmt. Bei guter Entwicklung wird nicht selten die Wasserkraft zur Aushülfe der Wärmekraftanlage.

B. Vorteilhafteste Ausbauart mit bezug auf die hydraulischen und Maschinenanlagen. Es müssen der günstigste Wirkungsgrad der Gesamtanlage oder einzelner Teile in der Ausnutzung der Rohkraft (Arbeitsmenge in Geldwert ausgedrückt) und die Mehr- oder Minderkosten bei Verwendung verschiedener Baustoffe, Ausführungsarten und Maschinen wirtschaftlich in Vergleich gestellt werden. Dazu ist nötig, für mehrere Bauweisen der Wasserzuführung, der Maschinen und elektrischen Umsetzung und Baustoffe usw. die Baukosten zu ermitteln. Danach die jährlichen Betriebskosten aus Verzinsung, Tilgung, Abschreibung, Unterhaltung und Betrieb berechnen. Anderseits den Gewinn bzw. Verlust an Kraft für jeden Fall in Geldwert bestimmen. Die Summe aus den jährlichen Belastungen (Ausgaben) und dem Geldwert der Verluste mufs ein Kleinstwert sein (vgl. auch Z. d. V. d. I. 1908 S. 1901 ff.). Der Verkaufswert der Wasserkraft mufs meist geschätzt werden und ist von der Marktlage abhängig; nimmt gewöhnlich ab mit wachsender Kraft, weil grofse Kräfte im allgemeinen billiger als kleine zu erzeugen sind. Daher hat auf die wirtschaftlichen Aufrechnungen die Tarifgestaltung wesentlich Einflufs. Ebenso nehmen im allgemeinen auch die Bau- und Betriebskosten mit der Gröfse des Werkes ab.

VII. Fernübertragung der Wasserkräfte.*)

Kurze Uebertragungen durch Zahnradvorgelege oder Seilzug. Beide Arten jedoch veraltet. Auch die Fernwirkung mittels Druckwassers (Wasserkraftwerk La Coulouvrenière in Genf) oder Druckluft wenig im Gebrauch. Jetzt fast nur elektrische Fernleitung (Ueberlandzentralen), heute dauernd bis auf 400 km, vorübergehend bis auf 600 km erprobt (De Sabla-Kraftwerk, Kalifornien). In Deutschland kommen Strecken von 40 bis 50 km vor. Spannungen bis 110 000 V und darüber in Anwendung, in Freileitungen in Amerika im Betriebe bewährt.**) Uebertragungsstrecken bis 1000 km und Spannungen bis 200 000 V praktisch wohl erreichbar. Beim Ausbau des Kraftwerkes für elektrischen Betrieb mufs gröfstmögliche Betriebssicherheit angestrebt werden, da meist ausgedehnte Gewerbe, Beleuchtungsanlagen und Bahnen angeschlossen sind. Als Stromart für Uebertragung grofser Energiemengen auf grofse Entfernungen meist Wechselstrom in Form von Drehstrom üblich. Gleichstrom in Spannungen bis 1200 V und für kurze Uebertragungen, etwa bis 12 km, anwendbar. Doch scheint der Gleichstrom für sehr hohe Spannungen und weite Entfernung nicht ohne Zukunft zu sein. Weiteres II. Bd. 7. Abschn. Elektrotechnik.

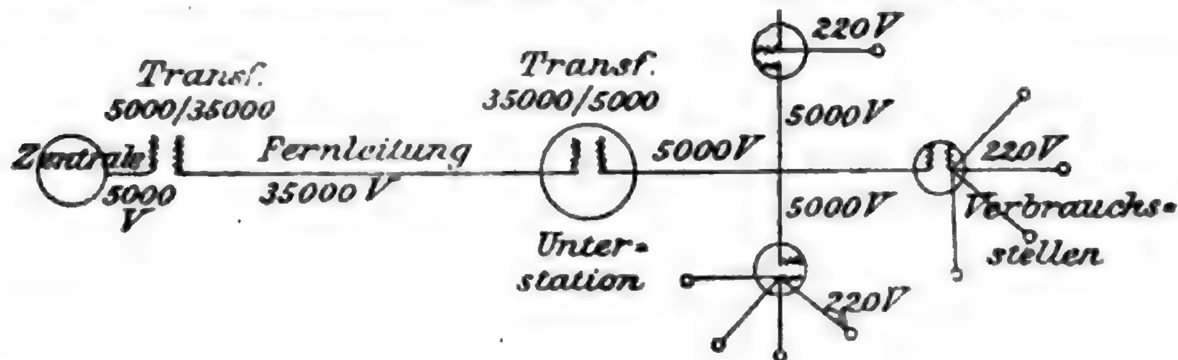
*) Weiteres II. Bd. Wassermotoren; Adams, Electric Transmission of Water Power, New York 1906; Mattern, Ausnutzung der Wasserkräfte, II. Aufl., Leipzig 1908 S. 308; Hoppe, Wie stellt man Projekte, Kostenanschläge und Betriebskostenberechnungen für elektrische Licht- und Kraftanlagen auf?

**) U. a. Z. d. V. d. I. 1910 S. 1877 u. 2196.

Abb. 18 gibt die schematische Darstellung eines Kraftverteilungsnetzes (Kraftwerk Heimbach an der Urfttalsperre). Ueberwindung der grofsen Entfernungen bis 40 km mittels Hochspannung (35 000 V). Verteilung nach den Gemeinden im Versorgungsgebiet mit Mittelspannung (5000 V), daran schliefst sich das Niederspannungsnetz (220 V) innerhalb der Ortschaften.

Bei gemischtem Kraft- und Lichtbetrieb wählt man zur Kostenersparnis für die Abnehmer und um den Anschlufs zu fördern, die Spannung des Gebrauchsstroms einheitlich; jedoch in den Ortschaften zweckmäfsig getrennte Speiseleitungen für Kraft und Licht, um die

Abb. 18. Schema des Fernübertragungs- und Verteilungsnetzes einer Ueberlandzentrale.



Beleuchtung gleichmäfsig und unabhängig vom Motorenbetrieb zu machen.

Wichtig für wirtschaftliche Berechnungen ist der Wirkungsgrad der Anlage, der durch die Kraftverluste bestimmt wird. Diese Verluste treten ein in den Wassermotoren, bei der elektrischen Umsetzung, im Fernleitungsnetz, bei der Transformierung (Spannungserhöhung oder -erniedrigung), in den Akkumulatoren, bei der Umformung des Stromes und in den Arbeitsmaschinen (Motoren).

Man wird bei 3000 bis 5000 V Erzeugungsspannung, einer Fernleitungshochspannung bis 40 000 V und den üblichen Gebrauchsspannungen von 120 bis 220 V (Beleuchtung) und bis 500 V (Kraftbetrieb) und auf Entfernungen bis etwa 50 km für vorläufige Aufrechnungen folgende Werte für den Wirkungsgrad in Prozent annehmen dürfen:

Generator (Gleichstrommaschine oder Wechselstrommaschine)	93 bis 95
Transformator im Kraftwerk	97
Hochspannungsleitung	95
Transformator in der Unterstation	98
Zuleitung von der Unterstation zu den Einzeltransformatoren	98 bis 99
Transformierung auf die Gebrauchsspannung und bis zur Abgabe	96
Akkumulatoren	75 bis 80
Pufferbatterien	85 „ 90
Umformung, Wechselstrom in Gleichstrom	90
Motor	90

Der Gesamtwirkungsgrad der elektrischen Umsetzung und Uebertragung bis zur Abgabe an die Verbraucher ist somit i. M. etwa 80 %. Dazu treten dann noch die Verluste in den Hausleitungen und Werkstattmotoren, die man i. M. zu 10 bis 15 % annehmen kann. Weitere Verluste sind verbunden, wenn etwa die Umformung von Wechselstrom (Drehstrom) in Gleichstrom erforderlich ist, wobei der Wirkungsgrad i. M. 90 % ist. Die Akkumulierung hat 20 bis 25 % Kraftverlust zur Folge. Demgemäfs berechnet sich die nutzbare Leistung der rohen Wasserkraft:

Kraftumsetzung	Wirkungsgrad	
	ohne Fernleitung	mit Fernleitung
Turbine	0,80	0,80
Elektrische Umsetzung	0,95	0,80
Arbeitsmotor	0,90	0,90
Nutzbare Leistung der rohen Wasserkraft .	0,685	0,576

Die Grenze der Fernübertragung wird wirtschaftlich beeinflufst durch die Energieverluste und Kosten des Leitungsnetzes, technisch durch die Forderungen der Betriebssicherheit.

VIII. Wasserkraftnutzung an kanalisierten Flüssen.*)

Der Bedarf der Schiffahrt für das Speisungswasser der Schleusungen, Verlust durch Undichtigkeit an den Wehren usw. beträgt an kanalisierten Flüssen nur wenige Kubikmeter sekundlich, so dafs von dem natürlichen Wasservorrat der Flüsse der überwiegende Teil für Kraftzwecke zur Verfügung bleibt. Mindestgefälle 0,50 m. Wassergeschwindigkeit in den Schleusenkanälen bis 60 cm/sk. Da Hochwasser und Eisgang die Niederlegung der Wehre notwendig machen, wodurch das Gefälle beseitigt und die Wasserkraft ganz unterbrochen wird, ist hier Wärmekraftaushülfe in der vollen Stärke erforderlich. Mafsgebend die Hauptwasserkraft, die etwa an 200 Tagen vorhanden ist.

Abb. 19.

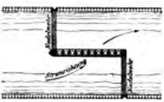
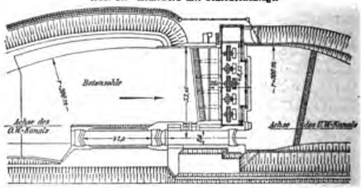


Abb. 20. Kraftwerk mit Schleusenanlage.



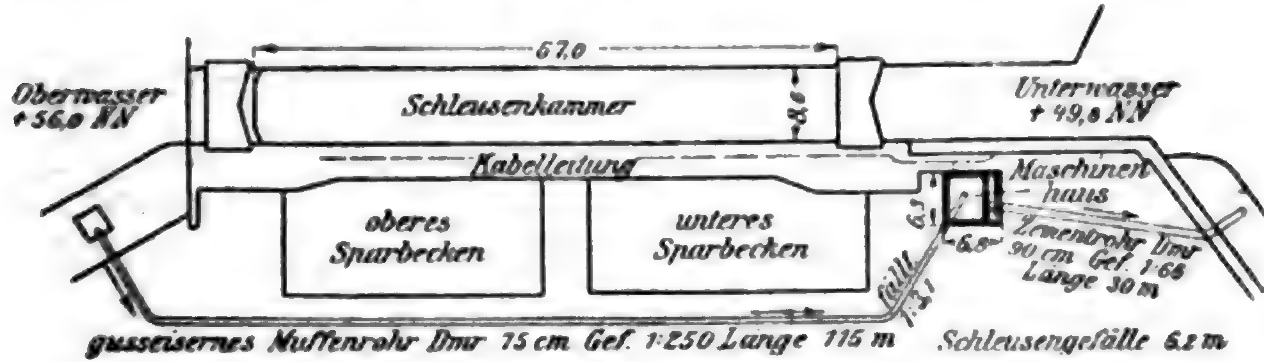
*) Weiteres Prüsmann, Ausnutzung der Wasserkräfte an Wehren kanalisierter Flüsse, IX. Internationaler Schiffahrtskongrefs 1902; Werneburg, Rentabilität der Moselkanalisierung, Saarbrücken 1906; derselbe, Rentabilität der Saarkanalisierung, Saarbrücken 1906; Zentralbl. Bauv. 1897; Mattern, Ausnutzung der Wasserkräfte, 2. Aufl., Leipzig 1908 S. 364 und 490; Bresson, La Houille Verte, Paris 1906.

Digitized by Google

Wehre beweglich. Ueber die Bauart der Wehre S. 515 ff.

Lage des Kraftwerkes. Im Flusse (Abb. 19, nach dieser Art z. B. Augst-Wylen am Rhein) selbst oder im seitlichen Arm in Verbindung mit der Schiffsschleuse (Abb. 20, Gersthofen). Bei Kraft-

Abb. 21. Kraftwerk für Schleusenbetrieb.

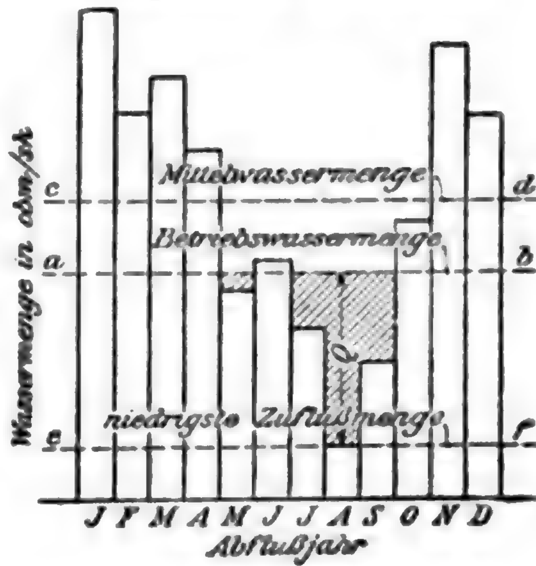


werken für Schleusenbetrieb (Abb. 21)*) Kraftbedarf für eine mittlere Schleuse (600 t-Verkehr) 20 bis 30 PS. Bei Flüssen Turbinen, Dynamos, Schaltanlage usw. hochwasserfrei abschliefsen. Unterbrechung des Betriebes bei grofsem Hochwasser nicht bedenklich, da dann auch die Schiffahrt ruht.

IX. Vereinigung von Wasser- und Wärmekraft.

Wo durchaus gleichmäfsige Kraftabgabe stattfinden mufs, ist Dampfaushülfe erforderlich, sofern nicht Wasserausgleich durch Sammelbecken oder Tagesweiher möglich und ausreichend. Die Stärke der Aushülfsanlage hängt ab von der geringsten Zuflufsmenge in trockener Zeit. Abb. 22 stelle den natürlichen Zuflufs und Linie $a—b$ die Betriebswassermenge dar, für die das Werk ausgebaut ist. Da der Zuflufs in trockener Zeit bis $e—f$ herabgeht, zeigt die schraffierte Fläche die notwendige Ergänzung durch Wärmekraft. Das Produkt aus der fehlenden Betriebswassermenge [Mangelwasser (Q in cbm/sk)] und Nutzgefälle (H in m) des Kraftwerkes gibt die **Stärke der Ergänzungsleistung** $10\,QH$ in PS (S. 569). Entsprechend gröfserer Zuschufs ergibt sich, wenn man das Wasserkraftwerk bis auf MW ($c—d$) verstärken will. Es kann auch in Betracht kommen, die Aushülfe erst für den späteren Ausbau heranzuziehen.

Abb. 22. Bestimmung der Gröfse der ergänzenden Wärmekraft.



Vorteilhaft ist es, **bestehende** Wärmekraftanlagen zur Ergänzung zu benutzen, indem die an sich notwendigen Aushülfsmaschinen für diesen Zweck verwertet werden, (Talsperrenkraftwerke Solingen, Nordhausen, Marklissa und Mauer, Staatliche Kraftwerke an der Weser).

---

*) Z. Bauwesen 1901/02.

X. Die Kosten der Wasserkräfte.*)

Die Kosten des Ausbaues werden sehr beeinflufst durch die örtlichen Verhältnisse und Lage des Werkes zum Verbrauchsmittelpunkt. Hochdruckwerke sind, auf die Krafteinheit bezogen, im allgemeinen billiger als Niederdruckwerke; den gleichen Vorteil bieten grofse Zentralwerke gegenüber kleinen Betrieben. Den Hauptanteil an den Gesamtkosten haben die Aufwendungen für die hydraulischen Anlagen (Talsperren, Wehre, Betriebskanäle, Stollen, Turbinenkammern), denen gegenüber die Ausgaben für die Maschinen zurücktreten. Einen wesentlichen Kostenanteil bei Ueberlandzentralen nimmt aber auch das Verteilungsnetz. Allgemeine Angaben daher schwierig. Die Baukosten (ohne elektrischen Ausbau) schwanken bei Niederdruckwerken etwa zwischen 500 und 1000 *M*, bei Hochdruckwerken zwischen 300 und 600 *M* für 1 PS mittlerer Leistung. Sie können aber unter günstigen Umständen wesentlich geringer sein. Die elektrische Fernleitung bei Ueberlandzentralen erfordert etwa 25 bis 30 %, der Grunderwerb bei Talsperrenanlagen etwa 20 % der Gesamtkosten.

Kostenschätzungen können erfolgen nach Mafsgabe von Erfahrungssätzen aus ausgeführten Anlagen, Kostenberechnungen sollten stets auf der Grundlage genauer Massen- und Einzelpreisermittlungen stattfinden.

XI. Ertragsberechnungen.

In den Ertragsberechnungen von Wasserkraftanlagen müssen folgende Gröfsen zahlenmäfsig auftreten:

A. Die **Betriebsausgaben** (Zinsen, Tilgung der Baukosten, Unterhaltung, Löhne, dauernde Lasten, gegebenenfalls zugleich für Wärmekraftaushülfe) meist in Hundertsteln der Anlagekosten in Ansatz zu bringen. Die jährlichen Betriebsausgaben betragen etwa 10 bis 15 % des aufgewendeten Kapitals, näheres Tafel 3.

B. Die **verfügbare Kraft** (aus dem Wasserwirtschaftsplan zu entnehmen, S. 574) nach PS oder KW als Leistung des Werkes oder nach Jahrespferdestärken und KWst.

C. Die **Selbstkosten.** Man erhält die Selbstkosten, indem man die Betriebsausgaben dividiert durch nutzbare Leistung des Kraftwerkes, letztere wird bezogen auf die Nutzeinheit, z. B. Pferdestärken- oder KWst, Jahrespferdestärken. Ueber Selbstkosten in deutschen öffentlichen Elektrizitätswerken: Hoppe, Die Elektrizitätswerkbetriebe im Lichte der Statistik.

D. Die voraussichtlichen **Einnahmen** als Produkt der Leistung des Werkes und des erzielbaren Preises für die nutzbar abgegebene Krafteinheit. Der Preis der Kraft hängt enge mit der gesamten wirtschaftlichen Lage des Bezirks zusammen und mufs der Marktlage und den Betriebsverhältnissen der Abnehmer angepafst werden. Ueber die durchschnittlichen jährlichen Einnahmen für die nutzbar abgegebene KWst XII. Krafttarif.

E. Der **Reingewinn** als Unterschied der Einnahmen und Ausgaben. Ein Ueberschufs von 10 % des gesamten Anlagekapitals ist zur Deckung der Verzinsung, Tilgung und Abschreibung nötig, falls das Betriebsergebnis als ein günstiges bezeichnet werden soll.

F. Der vermutliche **Absatz** für zu begründende Ueberlandzentralen wird festgestellt durch **Umfrage** in den in Betracht kommenden Abnehmerkreisen oder auf der Grundlage der Statistik der Elektrizitätswerke.

Durchgerechnete Beispiele von Ertragsberechnungen: Röttinger, Wertbestimmung von Wasserkräften, Leipzig 1908 und Mattern, Ausnutzung der Wasserkräfte, II. Aufl., Leipzig 1908 S. 417; Köhn, H. d. I.-W. III. 13, 4. Aufl., Leipzig 1908.

---

*) Ueber die Kosten von Wasserkraftanlagen v. Miller, Die Wasserkräfte Bayerns, Z. d. V. d. I. 1903 S. 1006; Köhn, Ausbau von Wasserkräften; Mattern, Die Ausnutzung der Wasserkräfte, 2. Aufl. 1908 S. 388; ferner über angenäherte Preise der Maschinen, der elektrischen Einrichtungen, des Fernleitungsnetzes usw.: Hoppe, Projekte, Kostenanschläge und Betriebskostenberechnungen für elektrische Licht- und Kraftanlagen.

Tafel 3. Gesamte Betriebskosten von Wasserkraftanlagen in Hundertsteln der Anlagekosten. Zinsfufs: 4 %.

Bau	Unterhaltung, Verzinsung, Tilgung, Verwaltung bzw. Bedienung %	Unterhaltung, Bedienung u. Betrieb %	Tilgung	Bemerkungen
Grofse Talsperren ohne Kraftwerk	4 3/4	1/4	1/2	Bei Dampf-Elektrizitätswerken rechnet man für Verzinsung u. Tilgung 6 bis 8 % des gesamten Anlagekapitals (Gebäude, Maschinen und Leitungsnetz nebst Ausrüstung); für die unmittelbaren Betriebskosten 6 bis 7 %. Die Kosten der Zentralverwaltung (Betriebsbureau) bei gröfseren Kraftwerken kann man zu 1,5 % annehmen.
Grofse Talsperren mit Kraftwerk:				
ohne elektr. Uebertrag	5·5	1/2 bis 3/4	1	
mit „ „	7 bis 8	1 1/2 bis 2	2	
Kleinere Talsperren, Wehre, Betriebskanäle, Stollen u. ähnl. Werke der Wasserfassung .	7	1 1/2	1 bis 2	
Maschinen, elektrische Anlagen, Leitungsnetze:				
grofse Anlagen . . .	10 bis 11	2	5	
mittlere Anlagen bis etwa 10000 PS Leistung .	12 bis 15	4 bis 5	5 bis 7	
Kraftgebäude	7 bis 8	1	2	
Druckrohrleitungen und ähnliche Leitungen in der Erde	6	1/2	1 bis 2	
Wasserkraftanlagen mittlerer Gröfse:				
ohne elektr. Uebertrag.	1[illegible] bis 11	3	3 bis 4	
mit „ „	12	4	4·5	

XII. Krafttarif.

Die Selbstkosten bei hydroelektrischen Werken ergeben sich überwiegend aus stehenden Lasten (Zinsen, Tilgung usw.). Wechselnde Betriebskosten, die bei den Wärmekraftanlagen stark ins Gewicht fallen (Kohlenverbrauch), treten zurück. Daher sind die Einheitskosten fast gleichbleibend fürs Jahr, ungeachtet schwacher oder starker Belastung des Werkes. Der Betrieb wird somit wirtschaftlich um so vorteilhafter, je gleichmäfsiger die Maschinen dauernd belastet sind. Der Tarif sollte auf eine Entlastung in den trockenen Sommermonaten und Belastung in den nassen Wintermonaten hinarbeiten, um den Kraftbedarf dem ungleichen Wasserabflufs möglichst anzupassen. Daher Ermäfsigung für Abnehmer, die in trockener Zeit auf Stromlieferung verzichten und das Werk nur in nasser Jahreszeit in Anspruch nehmen. Anderseits gleichmäfsig dauernde Abnehmer (elektrochemische Werke) bevorzugen. Kraftpreis bei gleichmäfsigem Bedarf geringer als Lichtpreis.

Strompreise der einzelnen Werke sehr verschieden. Im allgemeinen schliefsen sich die Tarife der öffentlichen, hydroelektrischen Werke denen der mit Dampf betriebenen Elektrizitätswerke an, mehrfach jedoch Pauschalsätze mit Vorteil in Anwendung. In beiden Fällen meist Staffeltarif, geregelt nach Art und Gröfse der Stromabnahme. Die Preise betragen für Licht etwa 40 bis 60, im Mittel 50 Pf, für Kraft 16 bis 25, im Mittel 20 Pf für eine KWst, meist mit abgestuftem Nachlafs bei stärkerer Abnahme. Weiteres über Strompreise in der Statistik der Elektrizitätswerke in Deutschland, die jährlich nach dem Stande vom 1. April erscheint und in der ETZ zum Abdruck gelangt.

11. ABSCHNITT.

Strafsenbau.*)

I. Allgemeines.

A. Strafsenfahrzeuge.

1. Arten. Unterschieden je nach dem Zweck: Personenwagen, Lastwagen usw.; nach der Triebkraft: Handwagen, Gespanne, Kraftwagen mit verschiedenen Motoren; nach der Art der Strafsenbenutzung: Strafsenfuhrwerke, Strafsenbahnwagen; nach der Bauart: zwei- und mehrrädrige Wagen, abgefederte und nicht gefederte Wagen, solche mit starrer oder elastischer Bereifung usw.

2. Hauptabmessungen. Die Länge und der Achsstand der Strafsenfuhrwerke sind mafsgebend für die zulässige kleinste Strafsenkrümmung, ihre Breite und Höhe für die erforderliche lichte Weite und Höhe der Strafsenunterführungen.

Bezeichnung der Fahrzeuge	a) **Länge** (ohne Deichsel) m	b) **Achsstand** m
Personenfuhrwerke	2,5 bis 4,0	1,50 bis 2,25
Lastfuhrwerke	2,5 „ 6,0	2,00 „ 4,00
Möbelwagen	4,0 „ 9,0	
Langholzwagen	²/₃ der Stammlänge	
Kraftwagen	3,0 bis 8,0	2,00 bis 5,00
Strafsenbahnwagen	6,0 „ 12,0	
α) zweiachsig: mit festem Radstand	6,0 „ 9,0	1,70 „ 2,00
α) zweiachsig: „ Lenkachsen		2,00 „ 3,50
β) vierachsig: der Drehgestelle	10,0 „ 12,0	1,30 „ 1,50
β) vierachsig: zwischen den Drehpunkten		4,00 „ 6,00

c) Die **Breite** ist abhängig von der Spurweite, für Strafsenfuhrwerke: Abstand von Mitte bis Mitte Radreifen in Preufsen gesetzlich vorgeschrieben = 1,52 m (vgl. Zentralbl. Bauv. 1890 S. 191); in Süd-

*) **Literatur:** Bauernfeind, Grundrifs der Vorlesungen über Erd- und Strafsenbau, München 1875. — Dietrich, Die Baumaterialien der Steinstrafsen, Berlin 1885. — Ders., Die Asphaltstrafsen, Berlin 1882. — Germershausen, Das Wegerecht und die Wegeverwaltung in Preufsen, Berlin 1900. — Goering, Massenermittlung usw., Berlin 1890. — H. d. I.-W. I. Teil. 4. Bd. 4. Aufl. — H. d. B. Abt. III. — Launhardt, Theorie des Trassierens. — Loewe, Strafsenbau, Wiesbaden 1906. — Osthoff, Die Klinkerstrafsen, 1882.

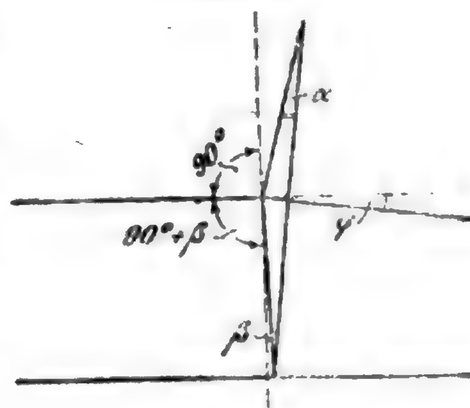
deutschland = 1,10 bis 1,25 m üblich. Die gröfste Ladebreite der Fuhrwerke beträgt nach der Preufs. Verordnung vom 17. März 1839 9′ = rd. 2,80 m, bei Erntewagen bis 3,50 m. Strafsenbahnwagen erhalten eine gröfste Breite bis 2,20 m (meist 2 m).

d) Die **Höhe.** Die gröfste Höhe von Frachtwagen (Erntewagen) beträgt etwa 4,50 m, in Städten weniger. (In Berlin ist die lichte Höhe der Strafsenunterführungen 4,40 m, in einigen Ausnahmefällen nur 4 m.)

3. Bauliche Einzelheiten.

Die **Hauptteile** eines gewöhnlichen Lastwagens sind: das Untergestell, bestehend aus dem drehbaren Vorderwagen [Drehwinkel α höchstens 30°] und dem im allgemeinen festen Hinterwagen mit dem Langbaum als Verbindung, sowie das Obergestell. An dem Vorderwagen befindet sich die Deichsel mit dem Wagscheit und den Zugscheiten bzw. bei Einspännern die Schere mit nur einem Zugscheit; an dem Hinterwagen die Bremse.

Abb. 1.



Die Bauart der Strafsenfahrzeuge ist von wesentlichem Einflufs auf die Verminderung der Bewegungswiderstände, Unterhaltung und Abnutzung der Fahrbahn sowie Lebensdauer der Fuhrwerke selbst.

a) **Räder.** Die Unterachsung $\varphi = 4^0\,20'$ (Abb. 1) bezweckt das Festhalten der Räder auf den Achsen während der Fahrt. Der dadurch bedingte Radsturz $\alpha = \varphi + \beta = 4^0\,46'$ ($\operatorname{tg} \alpha = 1/_{12}$ nach Rühlmann) dient zur Erzielung gröfserer Tragfähigkeit der Speichen durch möglichst senkrechte Druckübertragung sowie zur besseren Versteifung des Radgefüges und Sicherung gegen seitliche Stöfse.

Bei Kraftwagen wird zur Erzielung gröfserer Sicherheit gegen Umkippen bei schneller Fahrt in scharfen Kurven die Unterachsung fortgelassen und die Räder im allgemeinen rechtwinklig zur Achse angeordnet.

Der Raddurchmesser des Vorderrades ist bei Fuhrwerken kleiner als der des Hinterrades, zwecks leichter Beweglichkeit des Vorderwagens (Unterschlagen der Vorderräder unter das Obergestell). Zweckmäfsige Raddurchmesser sind:

Tafel der Raddurchmesser.

Art der Fahrzeuge	Vorderräder m	Hinterräder m
Zweirädriger Frachtkarren	1,6 bis 2,00	
Land- und Frachtfuhrwerk	0,9 bis 1,4	1,1 bis 1,5
Kutsche, Omnibus usw.	0,85 „ 1,0	1,1 „ 1,4
Roll- und Möbelwagen	0,75	0,90
Kraftwagen	0,70 bis 0,90	
Strafsenbahnwagen	0,80*)	

*) Bei „maximum traction"-Drehgestellen erhalten die kleinen Räder nur 0,60 m Durchm.

Die **Felgenbreite** ist in den meisten Ländern gesetzlich vorgeschrieben (Zentralbl. Bauv. 1890 S 191) und von dem gröfsten Raddruck (auf 1 cm Felgenbreite bis 125 kg) abhängig gemacht. Im allgemeinen beträgt sie für Lastwagen 8 bis 12 cm. Felgenbreiten von 12 bis 16 cm sind zweckmäfsig für schweres Landfuhrwerk auf weichem Boden (Wiesen usw.).

In Preufsen gilt nach dem Gesetz vom 20. Juni 1887 für vierrädrige Fuhrwerke beim Befahren von Kunststrafsen folgendes:

Felgenbreite cm	Ladegewicht kg	Ladegewicht für 1 cm Felgenbreite jedes Rades kg
5 bis $6^1/_2$	2000	100
$6^1/_2$ „ 10	2500	96
10 „ 15	5000	125
über 15	7500	125

(Kippwagen auf 2 Rädern dürfen nur mit der Hälfte vorstehender Werte belastet werden.) Gröfsere Ladegewichte aus unteilbarer Last sind nur mit Genehmigung der Strafsenaufsichtsbehörde zulässig. Bei 2000 kg Eigengewicht beträgt demnach das gröfste Wagengewicht brutto = 9500 kg (in Baden bis 10 000 kg zulässig).

Die schmiedeeisernen **Radreifen** sollen ebene Laufflächen haben und nicht scharfkantig sein, um das Pflaster zu schonen (besonders bei Asphaltpflaster) und das spitzwinklige Ueberfahren von Strafsenbahngleisen zu erleichtern.

b) **Federn.** Eine gute Abfederung ist bei schnellfahrenden Fuhrwerken zur Erhaltung der Strafsen und Wagen unbedingt erforderlich; dagegen ist sie bei allen Fuhrwerken, die vorwiegend auf nicht befestigten Strafsen verkehren (Holz- und Erntewagen usw.), nicht zu empfehlen.

Die Abfederung der Fuhrwerke (auch Kraftfahrzeuge) erfolgt gewöhnlich mittels langer Blattfedern in der Längs- und Querrichtung; bei leichten Wagen (Kutschen usw.) werden Querfedern meist fortgelassen.

c) **Bremsen** sind nur für leichte Fuhrwerke entbehrlich, für Lastwagen dagegen erforderlich; sie werden am Hinterwagen angebracht.

4. Gewicht der Fahrzeuge.

Art der Fahrzeuge	Eigengewicht kg	Nutzlast kg
Droschken und Equipagen . . .	600 bis 700	bis 500
Gewöhnliches Landfuhrwerk . .	600 „ 1 000	„ 3000
„ Lastfuhrwerk . .	1 000 „ 1 300	„ 4000
Grofse Möbelwagen	2 000 „ 2 500	„ 6000
Kraftwagen	2 000 „ 4 000	„ 5000
Strafsenbahnwagen:		
Motorwagen { zweiachsig . .	7 000 „ 10 000	„ 3000
Motorwagen { vierachsig . .	12 000 „ 14 000	„ 4000
Anhängewagen { zweiachsig.	3 000 „ 8 000	„ 3000
Anhängewagen { vierachsig .	6 000 „ 10 000	„ 4000
Pferdewalzen	4 000 bis 10 000	
Dampfwalzen	12 000 „ 26 000	

B. Bewegungswiderstand und Zugkraft.

Bewegungswiderstände sind 1. die inneren Reibungswiderstände der Fahrzeuge, 2. die rollende Reibung am Radumfang (verschieden je nach der Beschaffenheit der Fahrbahn), 3. der Winddruck (meist vernachlässigt), 4. der Steigungswiderstand (positiv oder negativ, je nach Steigung oder Gefälle), 5. bei Strafsenbahnwagen noch der Krümmungswiderstand (verursacht durch die Führung der Räder in den Spurrillen).

1. Die Summe der zwei ersten **Bewegungswiderstände auf wagerechter Bahn** ist hinreichend genau

$$W = kQ \quad \ldots \ldots \quad (1)$$

worin k durch Versuche festgestellt ist.

Tafel der Widerstandswerte k.

Art der Fahrbahn	Durchschnittswert von k in $^0/_{00}$, d. i. kg/t = Bruchteile der Zuglast
Erdwege:	
Loser Sand	150 = rd. $^1/_7$
Schlechter Erdweg	100 = „ $^1/_{10}$
Trockner, fester Erdweg	50 = „ $^1/_{20}$
Schotterstrafsen:	
Frisch aufgeworfene Chaussee (nicht gewalzt)	100 = „ $^1/_{10}$
Kotige Chaussee	50 = „ $^1/_{20}$
Trockne, gute Chaussee	33 = „ $^1/_{30}$
Pflasterstrafsen:	
Schlechtes Steinpflaster	40 = „ $^1/_{25}$
Gutes Steinpflaster	20 = „ $^1/_{50}$
Holzpflaster	13 = „ $^1/_{75}$
Asphaltpflaster	10 = „ $^1/_{100}$
Gleisbahnen:	
Fuhrwerkgleise in Chausseen	10 = „ $^1/_{100}$
Strafsenbahngleise mit Rillenschienen	10 = „ $^1/_{100}$
„ mit Vignolesschienen	7 = „ $^1/_{150}$

Die zur Ueberwindung der Bewegungswiderstände auf wagerechter Bahn aufzuwendende **Zugkraft** ist

$$Z = kQ \quad \ldots \ldots \quad (2)$$

2. Der **Bewegungswiderstand auf ansteigender Strafse** bzw. die zur Ueberwindung desselben aufzuwendende **Zugkraft** ist, wenn

α den Neigungswinkel der Strafse (gewöhnlich ausgedrückt durch das Steigungsverhältnis $\operatorname{tg} \alpha = s$ in $^0/_{00}$),
Q das Gewicht von Wagen und Ladung in kg,
G das Gewicht des Zugtieres in kg und
k die Widerstandszahl bedeutet,

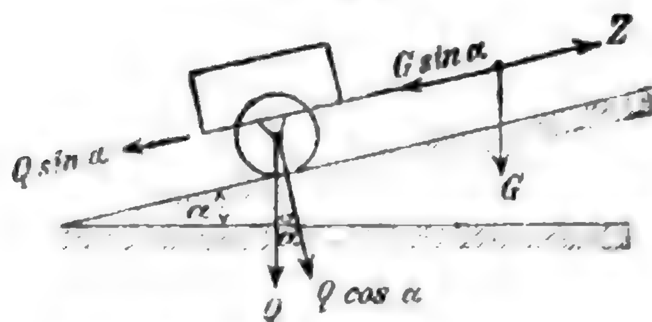
$$Z = W = kQ \cos\alpha + Q \sin\alpha + G \sin\alpha \quad \text{(Abb. 2 S. 600)}$$

oder für den Gebrauch genau genug

$$Z = kQ + (Q + G)\,\mathrm{tg}\,\alpha \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

Bei stärkeren Steigungen nimmt die Zugkraft der Pferde sehr rasch ab und wird bei $\alpha \gtreqless 30^0$ zu 0, demgemäfs ist bei starker Steigung die Nutzlast sehr gering.

Abb. 2.



Aus Gl. 3 folgt zur Bestimmung der gröfsten Last bzw. stärksten zulässigen Steigung

$$Q = \frac{Z - G\,\mathrm{tg}\,\alpha}{k + \mathrm{tg}\,\alpha} \quad (4)$$

und

$$\mathrm{tg}\,\alpha\,(= s) = \frac{Z - kQ}{Q + G} \quad . \quad (5)$$

Bei **Talfahrt** ist $Z = kQ - (Q + G)\,\mathrm{tg}\,\alpha$ . . . . (6)

Hieraus ergibt sich, dafs bei stärkerem Gefälle, sobald

$kQ \gtreqless (Q + G)\,\mathrm{tg}\,\alpha$ ist, $Z \gtreqless 0$ wird.

In diesem Fall mufs das Fahrzeug durch die Pferde oder die Bremsen zurückgehalten werden. Letzteres ist vorzuziehen, da das Aufhalten für die Pferde schädlich. Die Aufhaltekraft der Pferde beträgt nur etwa $^1/_3$ bis $^1/_2$ der normalen Zugkraft. Auf starken Gefällen sind daher kräftige und sicher wirkende Bremsen unbedingt erforderlich.

Aus Gl. 4 ermittelt sich unter Annahme der durchschnittlichen Zugkraft $Z = 75$ kg eines $G = 350$ kg schweren mittelstarken Pferdes (bei 8stündiger Arbeitszeit) nachstehende

Tafel der Zuglasten

in kg für verschiedene Steigungen und Fahrbahnen.

Steigung in ‰	Widerstandswert k der Fahrbahn								
	$^1/_{150}$	$^1/_{100}$	$^1/_{75}$	$^1/_{50}$	$^1/_{40}$	$^1/_{30}$	$^1/_{20}$	$^1/_{10}$	$^1/_7$
0	11 250	7500	5625	3750	3000	2250	1500	750	525
5	6 279	4883	3995	2930	2442	1911	1332	698	**495**
10	4 290	3575	3064	2383	2043	1650	1192	650	468
20	2 550	2267*	2040	1700	1511	1275	971	567	418
30	1 759	1613	1488*	1290	1173	1018	806	**496**	373
40	1 307	1220	1144	1017	938	832	678	436	334
50	1 015	958	908	821	767	690	575	383	298
60	810	771	736	675	635	579	**491**	338	266
70	659	631	606	**561**	**532**	**489**	421	297	237
80	**542**	**522**	**504**	470	448	415	362	261	211
90	450	435	421	395	378	353	311	229	187
100	375	364	353	333	320	300	267	200	165
	Gleisbahnen	Asphalt	Holz	Steinpflaster		Chaussee		Erdwege	

Bemerkung. Die fetten Ziffern bedeuten die Grenzwerte der Zuglasten für eine praktisch ausnutzbare Dauerleistung, die bei der Normalgeschwindigkeit von 1,1 m/sk ohne Erhöhung der Zugkraft noch möglich ist.

Die unter dem * stehenden Ziffern haben keine praktische Bedeutung, da bei Asphaltpflaster Steigungen über 1 : 50 (2 %) und bei Holzpflaster über 1 : 30 (rd. 3 %) wegen der Gleitgefahr für die Pferde nicht Anwendung finden.

Für Kraftwagen und Strafsenbahnwagen ist allgemein

$$Z = (k \pm \operatorname{tg} \alpha)\, Q \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (7)$$

zur Bestimmung der am Räderumfange wirkenden Gesamtzugkraft Z, wobei das + Vorzeichen für die Bergfahrt, das — Vorzeichen für die Talfahrt gilt. Die eigentliche Zugkraft des Antriebmotors (bzw. mehrerer) ermittelt sich dann unter Berücksichtigung des Wirkungsgrades der Uebersetzung.

C. Arbeitsleistung der Zugtiere.

Die Leistungsfähigkeit der Zugtiere hängt ab von Art, Alter und Pflege und wird aufserdem beeinflufst durch die ihnen zugemutete Zuggeschwindigkeit und tägliche Arbeitszeit.

1. Normale Arbeitsleistung.

Für jede Art der Arbeit gibt es eine bestimmte Geschwindigkeit v und Arbeitszeit t, die dem Tier am meisten zusagen und bei denen seine normale Zugkraft Z am gröfsten wird. Bezeichnet man diese Werte entsprechend mit v_0, t_0 und Z_0, so ist die gröfste Arbeitsleistung

$$A_0 = Z_0 v_0 t_0 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (8)$$

Bei mittleren Werten von v und t gilt die Maschecksche Kraftformel

$$Z = Z_0 \left(3 - \frac{v}{v_0} - \frac{t}{t_0}\right) \quad . \; . \; . \; . \; . \quad (9)$$

Für die Grenzwerte $v = 0$ und $t = 0$ bzw. $v = 2 v_0$ und $t = t_0$ oder $v = 3 v_0$ und $t = 0$ werden die Ergebnisse ungenau. Die mittlere tägliche Arbeitsleistung für verschiedene Zugtiere und den Menschen ergibt sich nach Gl. 8 wie folgt:

Tafel der Arbeitsleistungen.

Für	Z_0 kg	v m/sk	Leistung mkg/sk	Arbeit A_0 f. d. Tag (8 st) mkg
mittelstarkes Pferd	75	1,10	82,5	2 376 000
Maulesel	50	1,00	50,0	1 440 000
Ochse	60	0,79	47,4	1 350 000
Esel	40	0,79	31,6	900 000
Mensch	15	0,79	11,8	339 000

Bei einer täglichen Arbeitszeit von $t = 8$ st und einer mittleren Geschwindigkeit $v = 1{,}1$ m/sk können als normale Zugkraft eines gut gehaltenen Pferdes folgende Mittelwerte angenommen werden:

Für	Eigengewicht G kg	Zugkraft Z kg
leichte Pferde . . .	250	60
mittelstarke Pferde .	350	75
starke Pferde . . .	450	90

Mithin $Z_0 =$ rd. $^1/_4$ bis $^1/_5$ G (im Augenblick des Anziehens, z. B. auf Schotter- und Steinstrafsen, ist die Zugkraft infolge Einsetzens der Hufeisen noch höher).

Bei mehreren Zugtieren an einem Gespann verringern sich diese Werte, u. zw.

bei 2	Pferden	auf	98 %		bei 5	Pferden	auf	73 %
„ 3	„	„	87 „		„ 6	„	„	64 „
„ 4	„	„	80 „		„ 8	„	„	49 „

Im Gegensatz zu der normalen Leistung der Zugtiere steht ihre:

2. **Aufsergewöhnliche Leistungsfähigkeit** während kürzerer Zeitdauer, die wesentlich gröfser als die erstere ist und bei kurzen Wegstrecken (bis rd. 600 m) ohne Nachteile für die Zugtiere auf das Doppelte der normalen Leistung angenommen werden kann.

Es kann daher die für die wagerechte Strecke mafsgebende Zuglast auch über kurze Steigungen (Brückenrampen usw.) befördert werden, deren $\operatorname{tg} \alpha = k$ ist, d. i.

bei Erdwegen	bis etwa 1 : 20	Steigung,
„ Chausseen	„ „ 1 : 30	„ ,
„ Pflasterstrafsen	„ „ 1 : 40	„ .

Danach ergibt sich auf gut unterhaltenen chaussierten Strafsen die Nutzladung eines von 2 mittelstarken Pferden gezogenen Fuhrwerks bei achtstündiger Arbeitszeit im Hügelland (d. h. bei einzelnen vorkommenden Steigungen bis 5 %) zu 2000 kg, im Flachland (d. h. bei einzelnen vorkommenden Steigungen bis 2,5 %) zu 3500 kg.

II. Bau und Unterhaltung der Strafsen.

A. Wege untergeordneter Bedeutung.

1. **Feld-, Wald- und Wirtschaftswege.** Einschnitte und Dämme sind tunlichst zu vermeiden, die Steigungs- und Krümmungsverhältnisse dem Gelände möglichst anzupassen. Dies gilt besonders auch von Parallelwegen und Wegverlegungen bei Bahnbauten. Bei Feld- und Wirtschaftswegen können die Krümmungshalbmesser kleiner sein als bei Waldwegen (Langholztransporte). Die Breite richtet sich nach dem Verkehr und beträgt im allgemeinen 3 bis 4 m bei Wirtschaftswegen und 4 bis 6 m bei Feld- und Waldwegen, auf denen ein Begegnen zweier Fuhrwerke möglich sein soll.

Feldwege sind derart anzulegen, dafs alle anliegenden Grundstücke unmittelbare Zufahrten erhalten.

Die bauliche Herstellung beschränkt sich in der Regel auf Ausführung der Erdarbeiten, Aushebung eines (bergseitigen) oder zweier Seitengräben mit genügenden, 4 m breiten Ueberfahrten nach den Grundstücken, während von einer besonderen Befestigung meist Abstand genommen wird. Die Unterhaltung besteht vorwiegend aus dem Zufüllen der entstandenen Fahrrinnen mit Boden oder von den Feldern abgelesenen Steinen durch die Besitzer oder Anlieger der Wege.

2. **Verbindungswege** ohne besondere Befestigung dienen da, wo Landstrafsen fehlen oder zu grofse Umwege machen, zur kürzesten Verbindung benachbarter Ortschaften. Breite meist 5 bis 8 m. Ihre Herstellung, Befestigung und Unterhaltung entspricht der der Feldwege,

nur erhalten sie, um ihre Richtung bei Schneeverwehungen zu kennzeichnen, meist Baumpflanzung. Bei steigendem Verkehr werden diese Wege zu Landstrafsen ausgebaut.

B. Landstrafsen.

1. Allgemeine Einteilung.

Als Landstrafsen gelten in Preufsen nach den vom Kgl. Ministerium der öffentl. Arbeiten aufgestellten Grundsätzen:

a) **Strafsen mit durchgehend befestigter Fahrbahn,** und zwar

1. Kunststrafsen (im Rechtssinne des § 12 des Gesetzes vom 20. Juni 1887);

Unterschieden werden bei den Kunststrafsen im Interesse der Heeresverwaltung sog. A-Strafsen, die sich durch ihre Breite auszeichnen und zu jeder Jahreszeit brauchbar sind, und B-Strafsen, die weniger breit und nicht als vollwertig anzusehen sind. (Ueber die Zuteilung zur A- oder B-Klasse wird im Einzelfalle entschieden.)

2. sonstige ausgebaute öffentliche Strafsen;

3. ausgebaute nicht öffentliche Strafsen.

Die Statistik der befestigten Strafsen in Preufsen führt auf am 1. Januar 1911:

Befestigte Strafsen	Strafsenlänge in km	Hiervon entfielen auf: Reich	Staat	Provinzen	Kreise	Wegeverbände	Gemeinden (Gutsbezirke)	sonstige Verpflichtete
Kunststrafsen	98 064	60	300	31 006	51 859	4 693	9 590	556
Oeffentliche Strafsen	35 008	34	779	300	4 987	6 053	22 263	587
Nicht öffentliche Strafsen	515	35	142	3	6	—	92	237
zus.	133 587	120	1221	31 309	56 852	10 751	31 945	1380
(bzw. für Ende 1912 zus.)	(136 872)							

Die Verteilung auf die einzelnen Provinzen in Preufsen war am 1. Januar 1913 folgende:

Provinz	Befestigte Strafsen in km	Provinz	Befestigte Strafsen in km
Ostpreufsen	9 354	Uebertrag	69 349
Westpreufsen	7 015	Schleswig-Holstein	5 892
Brandenburg (mit Berlin)	12 276	Hannover	16 734
Pommern	7 257	Westfalen	12 945
Posen	7 065	Hessen-Nassau	11 322
Schlesien	14 444	Rheinprovinz	20 025
Sachsen	11 035	Hohenzollernsche Lande	605
zus.	69 349	zus.	136 872

b) **Unterhaltene Fahrwege.** Hierunter werden die Strafsen mit nicht durchgehend befestigter Fahrbahn gerechnet.

2. Linienführung.

a) **Prüfung der Wirtschaftlichkeit.** Der Nachweis dafür, dafs die Anlage einer neuen Landstrafse aus wirtschaftlichen Gesichtspunkten not-

wendig ist, wird bei Aufstellung des Entwurfes durch die Ertragberechnung erbracht, wobei die Herstellungs- und Unterhaltungskosten nach ähnlichen Ausführungen zu bemessen sind.

Die Aufgabe der wirtschaftlichen Linienführung (kommerziellen Trassierung) ist es dann, für eine herzustellende Strafsenanlage ohne Rücksicht auf etwaige Unebenheiten des Geländes die Linie aufzusuchen, bei der später die Summe der kilometrischen Verkehrskosten, d. i. der Produkte aus den in Frage kommenden Frachtmengen, multipliziert mit den auf der erbauten Strafse zurückgelegten Wegstrecken, am kleinsten wird.

Die verschiedenartige Verkehrsbedeutung der einzelnen anzuschliefsenden Ortschaften, Gutsbezirke, Gehöfte usw. bedingt dabei, abgesehen von der Rücksicht auf Besitzgrenzen, die Anlage von mehr oder weniger gebrochenen Strafsenzügen. Für die Bestimmung der hierbei mafsgebenden Brechpunkte, Knotenpunkte und Anschlufspunkte gibt Launhardt*) einige graphische Methoden an.

b) Die **technische Linienführung** bezweckt die Aufsuchung der Linie, die bei den vorhandenen Geländeverhältnissen aus technischen Gründen am zweckmäfsigsten ist und sich möglichst an die durch die wirtschaftliche Linienführung gefundene anlehnt.

Die hierbei zu beobachtenden Gesichtspunkte sind:

1. Möglichstes Anschmiegen an das Gelände. Ausgleich der Aus- und Abtragmassen bei geringster Erdbewegung. Möglichst wenig Kunstbauten.
2. Rücksicht auf trockene Lage der Strafse. Gute Wasserableitung.
3. Rücksicht auf sichere Lage der Strafse (Schutz gegen Lawinen, Schneeverwehungen, Steinfälle usw.). Guter Untergrund.
4. Möglichst günstige, den örtlichen Verhältnissen und der Verkehrsgröfse entsprechende Steigungsverhältnisse. Vermeidung verlorener Steigungen.
5. Billige Beschaffung der Baustoffe. Rücksicht auf die Wasserversorgung für die Zugtiere.

Der Kostenanschlag ist nach folgenden Titeln aufzustellen:

Titel I. Erdarbeiten.
„ II. Befestigung der Böschungen.
„ III. Brücken und Durchlässe.
„ IV. Anfertigung der Steinbahn:
a) Baustoffe, b) Arbeitslohn.
„ V. Baum- und Schutzpflanzungen.
„ VI. Geländer und Stationszeichen.
„ VII. Chausseegeld-Erhebestellen, Wohnhäuser.
„ VIII. Gerätschaften.
„ IX. Grund-, Nutzungs- und Gebäudeentschädigungen.
„ X. Anlegung von Interimswegen.
„ XI. Insgemein, Unvorhergesehenes, Aufsichtskosten usw.

Ueber die Aufstellung der Entwürfe vgl. im übrigen die Zirkularverfügung des Preufs. Handelsministeriums vom 7. Mai 1871. (Auszug daraus unter D. Wegerecht.)

Für die technische Linienführung sind nachstehende **Entwurfgrundlagen** zu beachten.

1. Lage der Strafse, möglichst in Geländehöhe, soweit die Neigungs- und Wasserverhältnisse dies zulassen.

Alle tieferen Einschnitte, die zu Rutschungen Veranlassung geben könnten, besonders solche in lehmigen, mit Quellen durchsetzten Erdschichten, ferner Ein- oder Anschnitte von ungünstig fallenden Felsschichten oder Schuttkegeln im Hochgebirge

*) Launhardt, Theorie des Trassierens, Heft 1, 2. Aufl. 1887.

sind zu vermeiden. Die Murgänge solcher Schuttkegel sind zweckmäfsig durch breite gepflasterte Rinnen in Strafsenhöhe überzuführen (nicht zu überbrücken!). Brücken und Durchlässe müssen genügende Weite erhalten.

Schutz gegen Schneeverwehungen ist im Flachland durch Anpflanzung dichter Hecken, gegen Lawinen im Hochgebirge durch Anlage von Galerien, Schutzdächern usw., trockene Lage durch gute Oberflächen- und Seitenentwässerung zu erzielen. Strafsenkrone zweckmäfsig 0,40 bis 0,60 m über H. H. W. (in Preufsen 0,60 m Vorschrift).

Bei Waldungen ist Zutritt von Wind und Sonne durch Lichtung eines Streifens zu beiden Seiten zu ermöglichen. Auf diesen Streifen ist, um Zerstörung der Telegraphendrähte und zeitweise Strafsensperrung durch Windbruch zu vermeiden, Hochwald am besten ganz zu beseitigen.

Bei Ueberschreitung von Mooren ist auf Sicherung des Unterbaues besonders Bedacht zu nehmen durch Trockenlegung des Moores oder Verbreiterung des Unterbaues oder Anlage eines Schwellrostes auf Reisigpackungen usw.

2. Steigungsverhältnisse.

Die mafsgebende Steigung einer Strafse ergibt sich aus Gl. 5 auf S. 600. Es empfiehlt sich, diese Steigung nicht stärker zu wählen als die, welche die anschliefsenden Strafsen in derselben Gegend aufweisen. Hierbei ist zu berücksichtigen, dafs bei Neigungen bis 2,5% die Talfahrt auf längere Strecken noch ohne Bremsung, die Bergfahrt mit leichtem Personenfuhrwerk noch im Trab möglich ist.

Demgemäfs sind die Gröfstwerte für Steigungen in der Ebene, im Hügelland und Bergland in Preufsen zu 2,5, 4 und 5% angenommen.

In Bayern (Ministerialerlafs vom 3. April 1909) ist die Höchststeigung bei starkem Verkehr oder in der Nähe gröfserer Städte 3%, bei Staats- und Distriktstrafsen 5%, bei Gemeindewegen 7%. In Baden und Württemberg bestehen ähnliche Vorschriften.

Laissle gibt folgende Steigungsgröfstwerte an:

Hauptstrafsen in der Ebene		bis	3%,
" im Hügelland	4	"	5 " ,
" im Gebirge		"	6 " ,
Alpenstrafsen	7	"	8 " ,
Vizinalstrafsen	6	"	7 " ,
Feld- und Waldwege mit Talförderung	10	"	12 " .

Für die Wahl der mafsgebenden und stärksten Steigung ist auch die Richtung des schweren Wagenverkehrs von Bedeutung. Für kurze Strecken können im Notfall stärkere Steigungen (bis zum doppelten Wert der mafsgebenden Steigung, S. 602) eingelegt werden, falls dahinter genügend lange weniger steile Abschnitte kommen, auf denen die Zugtiere sich ausruhen können.

Verlorene Steigungen sind bei Strafsen im Berg- und Hügelland möglichst zu vermeiden, bei Strafsen in der Ebene häufig zweckmäfsig zur Ermöglichung einer guten Entwässerung. Aus diesem Grunde sind wagerechte Strafsen oder solche mit weniger als ½% Neigung nicht zu empfehlen.

Gefällknickpunkte sind aus- bzw. abzurunden. Hierfür werden in Bayern parabolische Uebergangskurven mit wenigstens 500 m Halbmesser empfohlen.

In scharfen Krümmungen sowie bei Wendeplatten sind die Steigungen zur Verminderung der erforderlichen Zugkraft bei Bergfahrt sowie zur Vermeidung von Unglücksfällen bei schneller Talfahrt zu ermäfsigen (auf etwa 2%).

3. Der **kleinste Krümmungshalbmesser** ist abhängig von dem Radstand der Strafsenfuhrwerke und dem Drehwinkel des Vordergestells.

Mit den in Abb. 3 enthaltenen Bezeichnungen ist $R = \frac{a}{\sin \alpha}$ sowie die Strafsenbreite $B = R\,(1 - \cos \alpha) + d$.

Für $\alpha = 22^0$ wird: $R = \frac{8}{3}\,a$; $B = 0{,}073\,R + d$.

Bei Langholzwagen beträgt die vorkommende gröfste Stammlänge im allgemeinen $l = 20$ m, in Ausnahmefällen bis zu 30 m. $a = {}^2/_3\, l$. Bei sehr langen Hölzern und starken Krümmungen empfiehlt es sich, den Winkel α durch entsprechende Drehung des Hinterwagens zu vergröfsern (bis zu 65⁰ möglich). Bei $\alpha = 65^0$ und $l = 21$ bzw. 30 m ergeben sich als Mindestmafse, wenn die Strafse Raum für den ganzen Langholzstamm bieten soll, wie z. B. bei bebauten Dorfstrafsen:

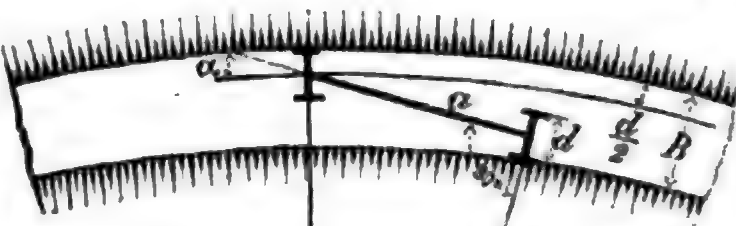


Abb. 3.

	$l = 21$ m	$l = 30$ m
Innerer Halbmesser .	11,0 m	16,6 m
Breite der Steinbahn .	2,3 „	2,6 „
Inneres Bankett . . .	0,6 „	0,6 „
Aeufseres Bankett . .	3,6 „	3,6 „
Ganze Strafsenbreite .	6,5 „	8,4 „

Bei städtischem Fuhrwerk beträgt der $\sphericalangle\, \alpha$ bis 90⁰, bei ländlichem ist a im allgemeinen $= 3$ m und α bis 30⁰.

Als zweckmäfsige Krümmungshalbmesser sind gebräuchlich:

für Hauptstrafsen mit Kraftwagenverkehr	$R = 50$ m,
„ „ ohne „	$R = 30$ „ ,
„ Strafsen mit Langholzverkehr . . .	$R = 25$ bis 30 m,
„ Gemeindewege	$R = 20$ m,
„ Wirtschaftswege	$R = 10$ „.

auf die Strafsenmitte bezogen.

Bei Strafsen von $R \overline{\gtrless}\; 7{,}5$ m ist eine angemessene Verbreiterung der Strafse bzw. der Steinbahn erforderlich.

Bei Gegenkrümmungen sind Zwischengerade von mindestens 10 m Länge zweckmäfsig, während bei gleichgerichteten Krümmungen flache Zwischenbogen (Korbbogen) an Stelle von Zwischengeraden vorzuziehen sind.

4. **Strafsenbreite.** Die Breite der Fahrbahn ist bedingt durch die Gröfse und Spurweite der Fuhrwerke sowie die Gröfse und Sicherheit des Verkehrs. An jeder Stelle der Strafse müssen 2 beladene Fuhrwerke sich begegnen und überholen können.

Einspurige Strafsen mit Ausweichplätzen sind nur unter besonders schwierigen Verhältnissen im Hochgebirge am Platze. Die Strafsen in der Ebene sind im allgemeinen breiter als im Gebirge, ebenso in der Nähe von Städten breiter als entfernt von ihnen.

Die Kronenbreite der Strafse wird in der Ebene (Norddeutschland) meist in 4 Teile zerlegt: Fahrbahn, Sommerweg und 2 Bermen (Abb. 4); im Hügelland (Mittel- und Süddeutschland) unter Fortfall des Sommerweges meist in 3 Teile (Abb. 5) und im Gebirge zwecks Kostenersparnis meist in 2 Teile (Fahrbahn und eine talseitig angelegte Berme) (Abb. 6).

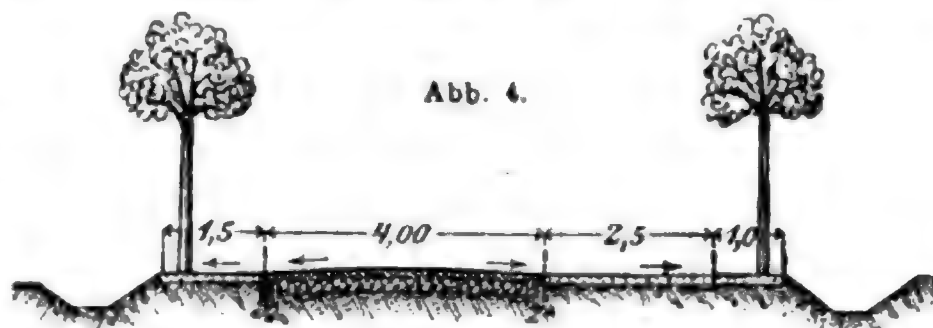


Abb. 4.

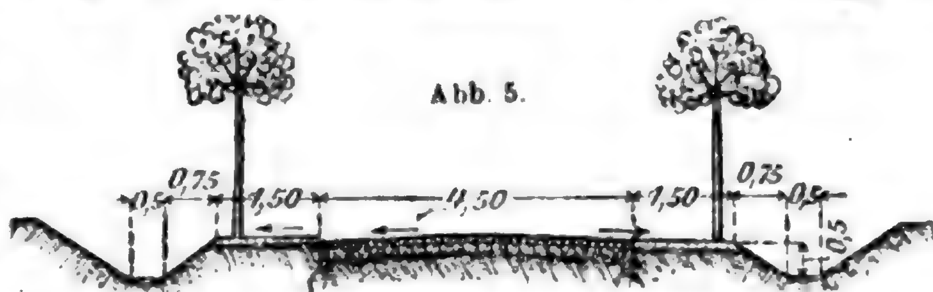


Abb. 5.

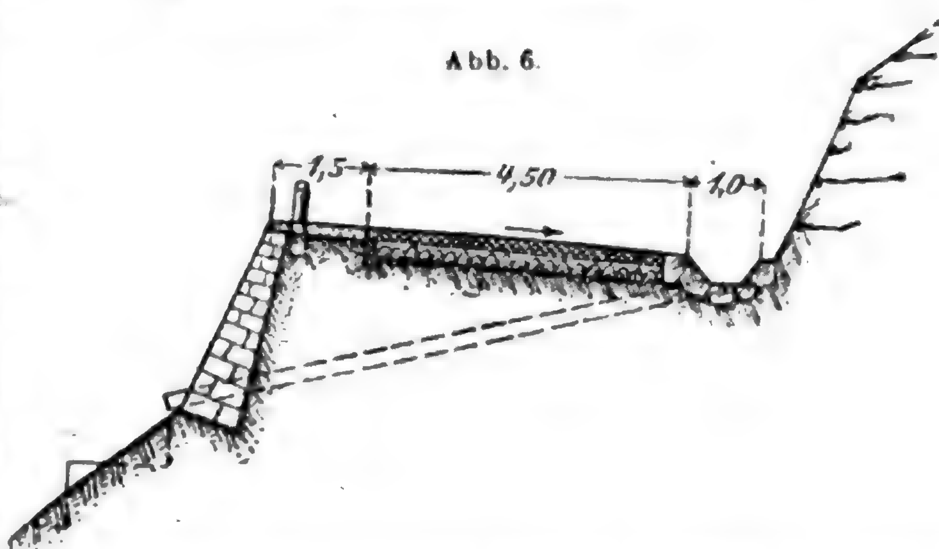


Abb. 6.

Die Breite der Fahrbahn 4 bis 7 m, des Sommerweges 2,5 bis 3,5 m, der Bermen 0,5 bis 2 m (in der Nähe von Städten 1,2 bis 3 m). Die Breite eines einzelnen Fufsweges soll nicht unter 1 m sein. Breite etwaiger Reit- und Radfahrwege möglichst 2,5 bis 3 m.

Baustoffe werden, wenn angängig, auf den Bermen gelagert, andernfalls werden besondere Baustofflagerplätze angelegt.

In Preufsen sind durch die Zirkularverfügung vom 17. Mai 1871 u. a. folgende Mafse festgesetzt:

	mit Sommerweg				ohne Sommerweg					
Steinbahn . . m	5,0	4,5	4,5	4,5	5,6	5,0	5,0	4,5	4,5	4,5
Sommerweg . . „	3,0	3,0	2,5	2,5	—	—	—	—	—	—
Mat.-Bankett . „	2,0	1,5	1,5	1,5	2,0	1,8	1,5	1,8	1,5	1,5
Fufsg.-Bankett . „	1,5	1,0	1,0	0,5	1,4	1,2	1,0	1,2	1,5	1,0
Gesamte Breite. .	11,5	10,0	9,5	9,0	9,0	8,0	7,5	7,5	7,5	7,0

Bei Hauptverkehrsstrafsen mit Kraftwagenverkehr empfiehlt es sich, die befestigte Fahrbahn mindestens 5,50 bis 6 m breit zu machen, um eine Zerstörung der Kanten der Fahrbahn durch ausweichende Kraftwagen zu verhüten.

5. Die **Oberflächenentwässerung** geht entweder von der Fahrbahnmitte aus nach beiden Seiten (Abb. 5) oder, wie bisweilen bei Berg-

strafsen, nur nach einer Seite, und zwar nach der Bergseite hin (Abb. 6 S. 607).

Die möglichst schnelle und vollständige Abführung des Wassers in die Seitengräben erfolgt bei ebenen Strafsen lediglich infolge des Quergefälles, also rechtwinklig zur Strafsenachse, während bei Steigungen das Wasser unter einem spitzen Winkel gegen die Strafsenachse abfliefst. Diese Art des Abflusses ist für die Strafsenreinigung günstig, da das Wasser den Schlamm mit fortnimmt; nur mufs für glatte Abführung des Wassers nach den Gräben Sorge getragen werden, damit Auswaschungen der Fahrbahn oder Fufswege vermieden werden. Bei hochgelegenen Strafsen empfiehlt es sich, das Regenwasser nach den Baumpflanzungen zu ihrer Bewässerung und Düngung abzuleiten.

Die Wölbung der Strafse erstreckt sich meist nur auf die Fahrbahn, während Sommerweg und Bermen ein geradliniges Quergefälle von 2 bis 5 % erhalten, das sich tangential an den Wölbungsbogen anschliefst. Bisweilen werden die Bermen zur besseren Stützung der Kantensteine erhöht angelegt. Die Fahrbahnwölbung wird entweder nach einem Kreisbogen oder besser dachförmig mit abgerundeter 1 m breiter Krone hergestellt. Ihre Stichhöhe richtet sich nach der Stärke des Verkehrs, der Härte des verwendeten Kleinschlages und nach dem Längsgefälle. Uebliche Mittelwerte gibt (nach dem Bericht von Nessenius und Greuling für den III. Intern. Strafsenbaukongrefs, London 1913) nachstehende Tafel:

Längsgefälle ‰	Quergefälle ‰					
	Schotter	Stein	Holz	Klinker	Asphalt	Sommerweg
0	70	50	40	30	15	50
0 bis 35	55	40	30	15	5	35
35 und mehr	40	35	20	—	—	15

Als Regel gilt: je steiler das Längsgefälle, desto flacher kann das Quergefälle sein, und umgekehrt.

6. **Seitenentwässerung** erfolgt durch genügend tiefe Gräben von 0,40 bis 0,60 m Tiefe bei 0,30 bis 0,50 m Sohlenbreite.

Die in Preufsen üblichen Werte gibt nachstehende Tafel:

	Abmessungen in m					
Tiefe	1,0	1,0	0,6	0,5	0,5	0,4
Sohlenbreite . .	1,0	0,6	0,6	0,6	0,5	0,3
Böschungsbreite .	1,5	1,5	0,9	0,75	0,75	0,6
Obere Breite . .	4,0	3,6	2,4	2,10	2,0	1,5

Das Längsgefälle der Gräben richtet sich meist nach der Strafsenneigung und ist zweckmäfsig nicht schwächer als 1 : 100 zu wählen.

Bei stark geneigten Strafsen (Bergstrafsen) empfiehlt sich die Befestigung der Grabensohle und der Böschungen bzw. die Abtreppung der Sohle.

7. **Baumpflanzungen** an den Landstrafsen sind zweckmäfsig, und zwar bei Flachlandstrafsen sowie auf Dämmen an beiden Strafsenseiten, bei Bergstrafsen nur an der Talseite. In gröfseren Einschnitten sind sie

jedoch zu vermeiden. Als Baumarten werden verwendet Obstbäume oder Zierbäume und unter letzteren besonders die Linde, Platane, Kastanie, Ulme, Hainbuche und Birke. Pappeln sind ungeeignet.

Abstand der Bäume von Planumkante = 0,3 m; Durchmesser und Tiefe der Baumlöcher 0,6 bis 1,0 m. Beim Setzen sind Stämme von 2,5 m Höhe und 0,05 m Stärke vorteilhaft.

8. Als **Einfriedigungen** genügen im allgemeinen die Baumpflanzungen oder die Seitengräben. Nur auf Dämmen von mehr als 1 m Höhe sowie neben steilen Abhängen ist eine besondere Sicherung notwendig; zweckmäfsig durch einfache Geländer (Holzpfähle mit aufgelegtem Holm, Steinpfeiler mit ∧-Eisen- oder Gasrohrgeländer), Drahtzäune, Weifsdornhecken usw.

3. Bau und Unterhaltung der Landstrafsen.

a) Unterbau.

1. Die **Einschnitte** werden gewöhnlich mit langen Abtragwänden, die zahlreiche Angriffspunkte bieten, im Längsbetrieb hergestellt. Abweichend davon kommt bei quer gelagerten Felsschichten der Kopfbetrieb in Anwendung. Bei wagerechter Felslagerung erfolgt die Herstellung der Einschnitte im Lagenbau von einem oder zwei Schlitzen aus oder auch nach dem englischen Einschnittbetrieb (Sohlenstollen mit Einfallschächten in 10 bis 15 m Entfernung bei Einschnitten von 8 bis 20 m Tiefe).

Dabei ist auf eine gute ober- und unterirdische Wasserabführung zu achten und die Böschungen gegen Abrutschen zu sichern.

2. Die Ausführung der **Dämme** geschieht durch Lagenschüttung von $^1/_2$ bis 1 m Höhe, und zwar je nach den örtlichen Verhältnissen mit Seiten- oder Kopfschüttung bzw. auch von Sturzgerüsten aus.

Vor dem Schütten ist der Humusboden und etwaige Baumwurzeln zu entfernen; bei Moorboden sind Faschinenunterlagen oder Kiesschüttung als Grundlage erforderlich.

Die zur Herstellung der Dämme verwendeten Bodenmassen dürfen keine zu Rutschungen Anlafs gebenden Bestandteile enthalten.

Zu berücksichtigen ist das Setzen der Dämme; das Sackmafs beträgt:

bei Lehmboden	$^1/_{12}$	der Höhe,
„ Dammerde	$^1/_{14}$	„ „ ,
„ Sandboden	$^1/_{23}$	„ „ ,
„ Steinschüttung	$^1/_{40}$	„ „ .

Zum Schutz der Dämme gegen Rutschungen sind Hintergräben mit Durchlässen sowie Sickerkanäle zweckmäfsig.

Ueber die Ausführung der Erdmassenbewegung und -verteilung, die Herstellung der Böschungen usw. s. d. Abschn. „Eisenbahnbau".

Für die Böschungen empfiehlt Evrard (Z. f. Tr. u. Strb. 1913 Nr. 33), sofern genügend Breite vorhanden ist, an Stelle geradliniger Böschungen solche in Bogenform, und zwar im Einschnitt mit konvexer Form (weiteres Gesichtsfeld, bessere Austrocknung der Strafse infolge guter Durchlüftung), im Auftrag und Anschnitt mit konkaver Form (Böschungen widerstandsfähiger und billiger in der Unterhaltung).

3. Der Bau von **Brücken, Durchlässen, Stütz-** und **Futtermauern.** Die Ermittlung der durch kleine Brücken und Durchlässe abzuführenden Wassermengen kann nach folgender Tafel erfolgen:

Tafel der Wasserabflufsmenge
in cbm/sk für 1 qkm Niederschlaggebiet.

Tallänge in km	Niederschlaggebiet					
	gebirgig		hügelig		flach	
	fast unbewaldet	stark bewaldet	fast unbewaldet	stark bewaldet	fast unbewaldet	stark bewaldet
< 1	8,0*)	4,0	6,6	3,3	4,0	2,0
bis 2	7,0*)	3,5	5,8	2,9	3,5	1,8
„ 4	6,0	3,0	4,5	2,3	3,0	1,5
„ 8	4,0	2,0	3,0	1,5	2,0	1,0
„ 12	3,0	1,5	2,3	1,2	1,5	0,8
„ 16	2,0	1,0	1,5	0,8	1,0	0,5
> 16	1,0	0,5	0,8	0,4	0,5	0,3
praktische Mittelwerte	3,0	2,0	1,0		0,5	

Die Durchlässe (vgl. auch den Abschn. Brückenbau) sind rechtwinklig zur Strafse anzulegen. Für Plattendurchlässe ist die Mindestbreite 0,50 m (besser 0,60 m) und die Mindesthöhe 0,60 m (besser 0,80 m); die Platten erhalten je nach Lichtweite und Steinart eine Stärke von 0,20 bis 0,30 m. (Neuerdings auch Betoneisenplatten.) Rohrdurchlässe aus Eisen, Steinzeug oder Zement erhalten 0,30 bis 0,60 m l. Weite. Die Rohre sind sorgfältig zu unterbetten (gröfsere Rohre möglichst auf dem gewachsenen Boden bzw. Betonfundament). Die Aufschüttung über Rohrdurchlässen bis Planum soll mindestens 0,30 m betragen.

b) Oberbau.

1. Schotterstrafsen. Diese werden entweder mit Grundbau oder nach dem Verfahren von Mac-Adam hergestellt.

α) Bei **Schotterstrafsen mit Grundbau** besteht die **Packlage** aus pyramidenförmigen Bruchsteinen von 12 bis 20 cm Seitenlänge, die auf dem Unterbau dicht nebeneinander, mit den Spitzen nach oben, im Verband verlegt werden. Die keilförmigen Zwischenräume werden alsdann mit Steinstücken ausgezwickt, nachdem etwa vorstehende Spitzen abgeschlagen sind.

Die Grundschicht erhält im allgemeinen eine Höhe von 12 bis 20 cm.

Diese Ausführungsweise bietet eine sichere Unterlage, gewährleistet eine gute Druckverteilung und verhindert ein Aufquellen bei lehmigem Untergrund.

Besonderes Festwalzen des Grundbaues vor Aufbringung der Decklage ist nur bei lockerem Untergrund (z. B. auf frisch geschütteten Dammstrecken) notwendig, sonst nicht unbedingt erforderlich.

Das Aufbringen der Packlage erfolgt entweder in durchweg gleichmäfsiger Stärke, nachdem vorher das Planum mit vollem Quergefälle hergestellt ist, oder mit 1 bis 2 cm Verstärkung in der Mitte und ebensoviel Schwächung an den Seiten (Rücksicht auf die stärkere Abnutzung der Strafsen in der Mitte gegenüber den Seiten).

Zur Erzielung eines sicheren Widerlagers für den Grundbau sowie zur festen Abgrenzung desselben gegen Bermen und Sommerweg werden häufig flache Kantensteine (auch Strecksteine genannt) von 20 bis 30 cm Höhe verwendet, die, hochkantig und mit stumpfem Stofs ge-

*) Bei sehr steilen Hängen und nackten Felsen sind die Werte um 25 % zu erhöhen.

stellt, von Oberkante Packlage bis etwa 10 cm in das Planum hineinreichen.

Um die Bildung von Wassersäcken und ein Auffrieren im Winter zu verhindern, sind die Kantensteine gut mit Sand zu hinterstopfen und die Decklage bis über die Kantensteine fortzuführen. Bei erhöhten Fufswegen werden statt der Kantensteine besondere Bordsteine verlegt, die 10 bis 12 cm über Oberkante der festgewalzten Strafse vorstehen, jedoch aus Sparsamkeitsgründen meist nur bis Unterkante Packlage herunterreichen; besser aber noch tiefer reichen, um das Kanten der Bordsteine zu verhüten.

Bei gutem Grundbau hängt die Beschaffenheit und Haltbarkeit der Strafse lediglich von der **Decklage** ab. Hierfür ist Steinschlag von Würfelform und möglichst gleichmäfsiger Korngröfse (4 cm bei hartem Gestein und 4 bis 6 cm bei weicheren Steinen) zweckmäfsig. Die Korngröfse ist in den verschiedenen Gegenden entsprechend den vorhandenen Baustoffen meist festgesetzt.

Die Stärke der Decklage richtet sich nach dem Verkehr und nach der Beschaffenheit der Steine; sie beträgt 8 bis 20 cm (nicht unter 6 cm). Stärkere Decklagen als 12 cm werden bisweilen in 2 Schichten aufgebracht, deren untere (Mittellage) aus gröberem Korn besteht. Hierbei ist vor Aufbringung der oberen Schicht die untere Zwischenlage gut abzuwalzen, um eine gute Dichtung zu erzielen und zu verhüten, dafs sich beim Abwalzen oder Befahren der Strafse der Grobschlag der Unterschicht durch die obere Decklage hindurcharbeitet.

Zur Erzielung einer dichten Fahrbahndecke ist die Ausfüllung sämtlicher Zwischenräume durch ein „Bindemittel" unerläfslich. Ueberstreuen von Steingrus aus demselben Stoff wie der Schotter oder von grobem, nicht erdigem Kies in Erbsen- bis Bohnengröfse während der Walzarbeit sowie Aufbringen einer rd. 2 cm starken Kiesschicht von feinerem Korn vor dem Fertigwalzen, d. h. nach genügender Dichtung der Fahrbahn. Diese Kiesdecke ist zweckmäfsig auch noch einige Monate nach Inbetriebnahme der Strafse zu erhalten, um durch die Fuhrwerke und den Regen auch sämtliche feineren Zwischenräume noch schliefsen zu lassen.

Die Gesamtstärke der Strafsendecke beträgt gewöhnlich 21 bis 30 cm, wovon etwa 12 bis 18 cm auf die Packlage und 9 bis 12 cm auf die Decklage entfallen.

Mit Rücksicht auf die starke Inanspruchnahme der Schotterstrafsen durch Lastkraftwagen wird neuerdings von Maistre (Z. f. Tr. u. Strb. 1912 Nr. 35 und 1913 Nr. 15) der Einbau von „Betongleisen", d. i. 20 cm starken und 55 cm breiten Betonstreifen in entsprechenden Radabständen, vorgeschlagen.

β) **Schotterstrafsen** nach der Ausführungsweise von **Mac-Adam** (sog. Makadam-Strafsen), die ursprünglich nur aus einer Schicht gleichmäfsigen Kleinschlags von 15 bis 25 cm Stärke bestanden, haben sich nur bei ganz leichtem Verkehr und durchaus sicherem Untergrund bewährt. Daher wird für Schotterstrafsen mit mittlerem Verkehr auch hierbei noch eine Art Grundbau, bestehend aus einer 12 bis 15 cm starken Schicht Grobschlag von 6 bis 8 cm Seitenlänge, angewendet, was jedoch gleichfalls nur bei festem, nicht aus Lehm oder Ton bestehendem Untergrund zweckmäfsig ist. Diese Grundlage aus Grobschlag ist vor dem Aufbringen der Decke besonders abzuwalzen.

Die **Baustoffe der Schotterstrafsen** sind mit besonderer Sorgfalt auszuwählen. Es ist nur gesundes wetterbeständiges Gestein zu verwenden. Aufserdem müssen die zur Decklage bestimmten Steine ein körniges Gefüge, genügende Druckfestigkeit und geringe Politurfähigkeit aufweisen, dabei aber genügende Zähigkeit besitzen und sich nur wenig abnutzen. Ferner dürfen sie keinen klebrigen Schlamm erzeugen, der ein Aufwickeln der Decklage durch die Räder der Fuhrwerke zur Folge haben könnte.

Bei den für den Grundbau zu verwendenden Stoffen genügt Wetterbeständigkeit und mäfsige Druckfestigkeit.

Diese Eigenschaften werden in den Technischen Versuchs- bzw. Stoffprüfungs-Anstalten (z. B. in Grofs-Lichterfelde) annähernd ermittelt. Daneben empfiehlt sich jedoch bei Verwendung von Baustoffen, über die genügende Erfahrungen noch nicht vorliegen, der Einbau von Probestrecken.

Die besten Strafsenbaustoffe liefert das Urgestein, im besonderen Granit, Quarzporphyr, Gneis, falls nicht zu stark glimmerhaltig, Syenit und Gabbro. Aufserdem Basalt aus gesunden Lagen und Dolerit.

Geeignet sind ferner noch, wenn auch nur für Schotterstrafsen mit leichtem Verkehr, die Sandsteine mit quarzigem Bindemittel (z. B. Kieselsandstein) und Muschelkalk. Weniger geeignet Sandsteine mit tonigem Bindemittel sowie Jurakalkstein. Trotzdem wird besonders der letztere aus Billigkeitsrücksichten in der Schweiz viel verwendet. Empfohlen wird, bei Schotter aus Kalkstein als „Bindemittel" Basaltsand zu verwenden.

Stehen für einen Bau Steine von verschiedener Güte zur Verfügung, so sind die weniger geeigneten zum Grundbau zu verwenden, die besseren zur Decke.

Statt des Steinschlages aus natürlichen Steinen wird auch solcher aus Hochofenschlacke verwendet. Hierfür eignen sich leichtflüssige, nicht glasige Schlacken, die zur Verhütung zu grofser Sprödigkeit „getempert" werden, indem man sie in Gruben, mit Kohlengrus bedeckt, langsam erkalten läfst, wodurch das Gefüge der Schlacke dicht und körnig wird. Die Verarbeitung dieser künstlichen Steine erfolgt wie bei den natürlichen Steinen. Die Härte der Schlackensteine entspricht ungefähr der des Basalts.

Die **Gewinnung** und **Zerkleinerung** der Gesteine erfolgt von Hand oder mit Maschinen. Die Gewinnung im Bruch geschieht in der Regel durch Sprengung und Handbohrung. Bohrmaschinen nur in sehr grofsen Betrieben verwendet. Wegschaffen der gelösten Steine in hölzernen oder mit Holz ausgekleideten Schmalspurwagen.

Die Zerkleinerung der Steine von Hand (kurzstielige Handhämmer von 3 bis 4 kg Gewicht oder Schwunghämmer von $^1/_2$ bis 1 kg Gewicht) liefert gleichmäfsigeren Kleinschlag als die Maschinenarbeit, ist aber wesentlich teurer. Ein Arbeiter zerkleinert täglich von hartem Gestein 0,6 bis 1 cbm und von weichem Gestein 1,5 bis 2 cbm, während eine Brechmaschine je nach Gröfse täglich 10 bis 100 cbm Schotter liefert, und zwar z. B. 7% Grob-, 29% Normal-, 35% Feinschotter sowie 29% Grus (Trennung des Brechgutes mit Sortiertrommeln).

Erwähnenswert ist eine von Friedrich & Co., Leipzig-Plagwitz, ausgeführte Automobil-Schottermaschine (Z. f. Tr. u. Strb. 1912 Nr. 26), bei welcher der Benzinmotor des Kraftwagens bei Stillstand des Fahrzeuges den Steinbrecher und die Sortiertrommel in Bewegung setzt.

Die Gewichte einiger hauptsächlichen Gesteinsarten im Aufmafs der Zerkleinerung gibt nachstehende Tafel an:

Gesteinsart	Gewicht des festen Gesteines kg f. 1 cbm	Gewicht in kg f. 1 cbm		Festes Gestein ist enthalten in 1 cbm	
		aufgesetzte Steine	Kleinschlag	aufgesetzte Steine %	Kleinschlag %
Basalt. . .	2700	1562	1625 bis 1505	57	60 bis 56
Porphyr . .	2600	1500	1450 „ 1385	57,7	56 „ 53
Muschelkalk	2400	1516	1479	62	60

Als Mittelwerte (in cbm) können die in nachstehender Tafel angegebenen gelten:

Gewachsenes Gestein	Packlagesteine (aufgesetzt)	Schottersteine einschl. Grus (in Haufen aufgeschüttet)	Abgewalzte Schotterstrafse
1	1,4	1,7	1,3
0,7	1	1,2	0,9
0,6	0,85	1	0,8
0,75	1,05	1,3	1

Stoffbedarf. Bezeichnet a die Breite der Steinbahn in m und b ihre Stärke in cm, so erfordern 100 m Strafsenlänge folgende Mengen c in cbm:

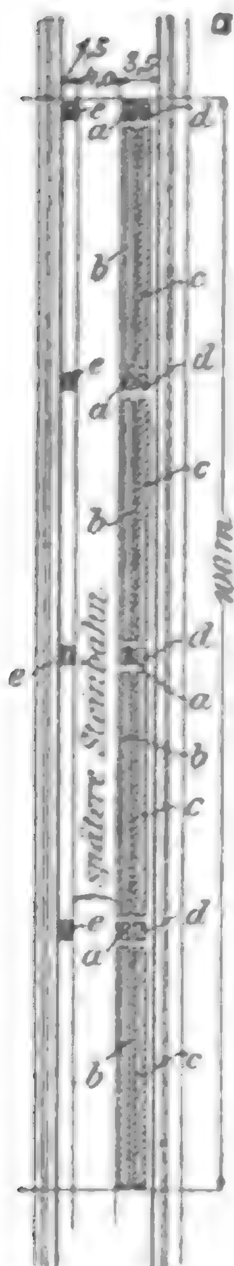
Durchschnittliche Stärke in cm	Decklage			Mittellage			Packlage		
	a m	b cm	c cbm	a m	b cm	c cbm	a m	b cm	c cbm
28	5,6	9	50,5	5,45	7	38,0	5,45	12	
26	5,6	9	50,5	5,45	7	27,5	5,45	12	
24	5,6	12	67,0	—	—	—	5,45	12	65,5
22	5,6	10	56,0	—	—	—	5,45	12	
21	5,6	9	50,5	—	—	—	5,45	12	
28	5,0	9	45,0	4,85	7	34,0	4,85	12	
26	5,0	9	43,0	4,85	5	24,5	4,85	12	
24	5,0	12	60,0	—	—	—	4,85	12	58,0
22	5,0	10	50,0	—	—	—	4,85	12	
21	5,0	9	45,0	—	—	—	4,85	12	
28	4,5	9	40,5	4,35	7	30,5	4,35	12	
26	4,5	9	40,5	4,35	5	22,0	4,35	12	
24	4,5	12	54,0	—	—	—	4,35	12	52,0
22	4,5	10	45,0	—	—	—	4,35	12	
21	4,5	9	40,5	—	—	—	4,35	12	
28	4,0	9	35,0	3,85	7	27,0	3,85	12	
26	4,0	9	36,0	3,85	5	19,5	3,85	12	
24	4,0	12	48,0	—	—	—	3,85	12	46,0
22	4,0	10	40,0	—	—	—	3,85	12	
21	4,0	9	36,0	—	—	—	3,85	12	

Wird statt der Packlage nur **Grobschlag** verwendet, so ist die erforderliche Stoffmenge dieselbe.

An **Kantensteinen** sind bei rd. 10 cm Breite und 20 bis 25 cm Höhe der einzelnen Steine auf 100 m Strafsenlänge 5 bis 6 cbm, aufgesetzt gemessen, erforderlich.

Die erforderliche **Bindemittelmenge** richtet sich nach der Härte des Steinschlags. Sie beträgt bei hartem, kieselhaltigem Gestein 10 bis 15 %, bei weichem dagegen 6 bis 8 % der Steinschlagmenge.

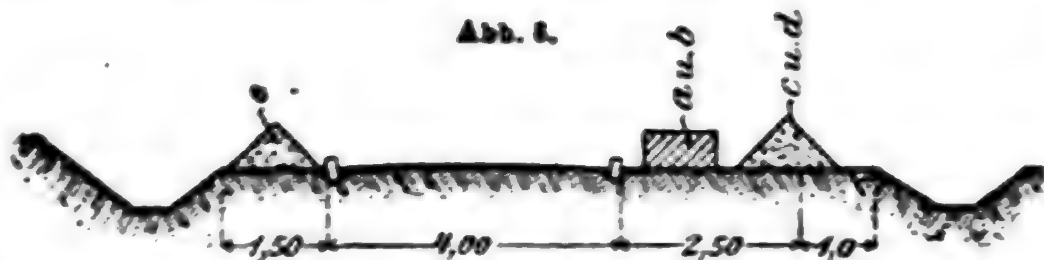
Abb. 7.



Die **Anlieferung** der Baustoffe mufs **vor Beginn** der Oberbauarbeiten beendet sein, damit die letzteren bei günstiger Jahreszeit ohne Unterbrechung fertiggestellt werden können. Anfuhr bei Neubaustrecken meist auf Schmalspurgleisen, bei Unterhaltungsarbeiten durch Fuhrwerke.

Die **Aufstapelung** der Steine erfolgt auf den Bermen oder dem Sommerweg in der Reihenfolge, in der sie beim

Abb. 8.



Einbau gebraucht werden. Ein Beispiel hierfür gibt Abb. 7 u. 8, und zwar für eine Strafse von 4 m Fahrbahnbreite, 2,50 m Sommerweg und 2 Bermen von 1,50 bzw. 1 m. Die Stärke der Packlage beträgt hier 12 cm, der Decklage 9 cm.

Für diese Strafse sind zur Herstellung der Steinbahn auf je 100 m Länge erforderlich: 46 cbm Packlage, 36 cbm Schotter, davon 24 cbm Normalschotter und 12 cbm Feinschotter, ferner 6 cbm Kantensteine, 8 cbm Kies und 2 cbm Lehm.

Die Aufstapelung dieser Baustoffe ist aus Abb. 7 u. 8 zu ersehen; darin bedeutet

a je 1,5 cbm Kantensteine,
b „ 11,5 „ Packlagesteine,
c „ {6 „ Normalschotter und
{3 „ Feinschotter,
d „ 2 „ Kies,
e „ 0,5 „ Lehm.

Das **Festwalzen** der Fahrbahn erfolgt mit Pferde-, Dampfwalzen oder Automobil-Strafsenwalzen (Z. f. Tr. u. Strb. 1906 Nr. 22).

Pferdewalzen. Das Gestell enthält zweckmäfsig zur Vermeidung des zeitraubenden jedesmaligen Umspannens am Ende der Walzstrecke eine in einem wagerechten Ring drehbare Deichsel.

Das Gewicht der unbelasteten Walze beträgt 3 bis 5 t, das der belasteten Walze 6 bis 8 t für 1 m Walzenbreite. Da der Mantel des

Zylinders sich in der Mitte schneller abnutzt als an den Seiten, so wird er häufig in der Mitte um 10 bis 15 mm verstärkt.

Breite der Berührungsfläche des Walzenzylinders bei schwerer ruhender Walze auf fester Bahn rd. 10 cm, während der Walzarbeit 20 bis 10 cm. Beginn der Walzarbeit mit unbelasteter Walze, und zwar derart, dafs zunächst die beiden Seiten einschl. der Bermenkanten gehörig gedichtet werden und alsdann die Steinbahn nach der Mitte zu festgewalzt wird, wobei jeder Gang den vorhergehenden um 20 bis 30 cm überdeckt. Darauf wird das Walzengewicht allmählich vermehrt. Als Bespannung rechnet man bei wagerechter oder mäfsig geneigter Strafse 1 Pferd auf 1 t belasteter Walze. Dieselbe Pferdezahl ist auch bei unbelasteter Walze auf losem Schotter schon erforderlich. Die Walzgeschwindigkeit beträgt 0,5 bis 0,7 m/sk, die Leistung stündlich etwa 20 bis 25 qm fertige Strafse oder 1,5 bis 2 cbm bei hartem, 2 bis 4 cbm Steinschlag bei weichem Gestein.

Das Einwalzen wird zweckmäfsig bei feuchter Witterung vorgenommen. Bei trockenem Wetter und sicherem Untergrund ist zur Beschleunigung der Walzarbeit und Schonung des Kleinschlages ein Begiefsen erforderlich. Bei feuchtem oder tonigem Untergrund mufs diese Nässung sehr vorsichtig vorgenommen werden oder unterbleiben.

Die leicht ausführbare Aenderung des Walzengewichts (Wasserfüllung des Walzzylinders oder Belastung der am Gestell aufgehängten Belastungskasten) und der niedrige Beschaffungspreis (1500 bis 2000 *M*) sind die einzigen Vorteile der Pferdewalzen vor den Dampfwalzen, die im übrigen stets, besonders aber bei Neubauten oder starken Steigungen, den Vorzug verdienen.

Die Dampfstrafsenwalzen werden in 2 Hauptformen ausgeführt: der französischen mit 2 hintereinander angeordneten, gleichbreiten

Abb. 9.

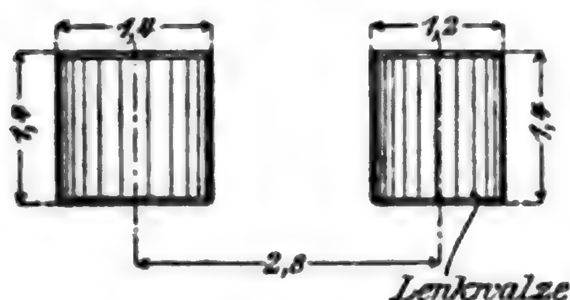
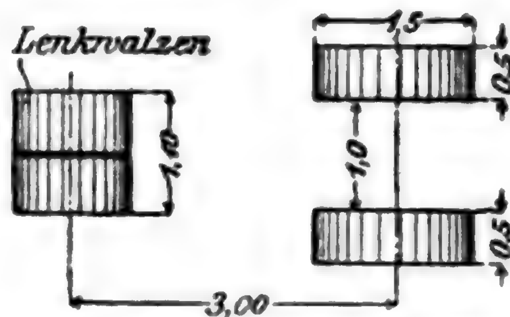


Abb. 10.



Zylindern (Abb. 9) und der englischen mit 4 Zylindern (Abb. 10). Letztere Bauart ist zweckmäfsiger und wird in Deutschland meist angewendet. Das Dienstgewicht dieser Walzen beträgt 10 bis 20 t. Am gebräuchlichsten sind 3 Gröfsen von 12, 15 und 18 t.

Als Antriebskraft sind 10 bis 30 PS erforderlich.

Die Beschaffungskosten stellen sich je nach der Gröfse auf 10 000 bis 20 000 *M*.

Als Beispiel sind nachstehend die Hauptabmessungen und Gewichte zweier von der Fabrik Kuhn in Berg hergestellten Gröfsen angegeben:

Dampfwalze Nr.		III a	IV a
Dienstgewicht	t	15,0	12,0
Belastung der Vorderwalzen	„	5,5	4,5
„ „ Hinterwalzen	„	9,5	7,5
Radstand	m	3,46	3,14
Durchmesser der Treibwalzen	„	1,67	1,67
„ „ Lenkwalzen	„	1,20	1,10
Breite der Treibwalzen	„	0,44	0,40
„ „ Lenkwalzen	„	0,65	0,58
Lichter Abstand der Treibwalzen	„	1,18	1,08

Die wesentlichsten Vorzüge der Dampfwalzen gegenüber den Pferdewalzen sind: gröfsere Arbeitsleistung, Verwendbarkeit auch bei stark geneigten Strafsen, Walzung vorwärts und rückwärts ohne Wenden, leichte Lenkbarkeit, Verbilligung der Walzarbeit, Erzielung vollkommener Dichtung der Fahrbahn auch bei starker Decklage und hartem Gestein.

Ein Nachteil der Dampfwalzen liegt in ihrem unveränderlichen Gewicht.

Die Geschwindigkeit der Dampfwalze während der Arbeit ist rd. 0,7 m/sk.

Die Länge einer Walzstrecke ist bei der Dampfwalze beliebig, während sie bei Pferdewalzen zweckmäfsig zu 400 bis 700 m gewählt wird.

Die Zahl der erforderlichen Walzgänge ist von Art und Stärke der einzuwalzenden Steinschlagschicht sowie von dem Walzengewicht abhängig. Sie beträgt bei hartem Gestein und einer Stärke der Schotterschicht von 6 bis 12 cm rd. 50 bis 150 Gänge.

Genügende Dichtigkeit der gewalzten Strecke ist im allgemeinen vorhanden, wenn nach längerem Walzen ein vor die Walze geworfenes Schotterstück von rd. 4 cm Seitenlänge nicht mehr eingedrückt, sondern zerquetscht wird.

Die **Baukosten der Schotterstrafsen** sind je nach den Kosten der zur Verwendung kommenden Baustoffe nach der Breite der Fahrbahn und der Bankette, nach den Steigungsverhältnissen der Strafsen und ihrem Unterbau usw. sehr verschieden und betragen zwischen 10 000 und 40 000 *M* für 1 km Strafsenlänge bzw. 3 bis 10 *M* für 1 qm Fahrbahnfläche.

Die **Reinigung und Unterhaltung der Schotterstrafsen** erstreckt sich auf Beseitigung von Staub und Schlamm, Ausbesserung und Erneuerung der Fahrbahndecke und Ausbesserung schadhafter Teile der Nebenanlagen.

Die Kosten für die jährliche Unterhaltung und Reinigung betragen 0,20 bis 1,00 *M* für 1 qm Fahrbahnfläche.

Die **Reinigung** von Staub und Schlamm 1. von Hand mit Piassavabesen und Holzkratzen, wenn es sich nur um stellenweise Beseitigung der Schmutzstellen auf Strafsen mit geringem Verkehr handelt.

Der Strafsenschlamm wird dabei nach den Seiten der Strafse abgezogen, in kleinen Mengen abgelagert und sobald als möglich abgefahren. Bei dem Abziehen ist vorsichtig zu verfahren, um das Herausreifsen von Steinen aus der Decklage zu vermeiden. Arbeitsleistung pro Mann und Tag 550 bis 700 qm.

Wo eine regelmäfsige tägliche Reinigung erforderlich ist, besonders bei ebenen oder schwach geneigten breiten Strafsen mit sehr starkem Verkehr, wird Handreinigung zu teuer.

2. Reinigung mittels Kehrmaschinen (mit entgegengesetzt drehender, unter 45° schräg gestellter Bürstenwalze) und neuerdings auch Abziehmaschinen (mit einer Anzahl in Reihe schräg angeordneter federnder Kratzeisen, System Sallé, Z. f. Tr. u. Strb. 1911 Nr. 5).

Die Kosten der maschinellen Reinigung von verkehrsreichen städtischen Schotterstrafsen werden nach Erfahrungen in Dresden auf 0,12 *M* für 1 qm Fahrbahnfläche im Jahr angegeben.

Zur Schonung der Decklage wird zweckmäfsig nach erfolgtem Abschlämmen scharfer Kies übergestreut, um etwa entstandene Lücken

zwischen den Steinen wieder auszufüllen. Bei Bergstrafsen ist ein Abschlämmen in der Regel nicht erforderlich. Bei Landstrafsen mit geringem Verkehr genügt es, wenn die Beseitigung der tierischen Abfallstoffe täglich durch den Strafsenwärter erfolgt, ein Abschlämmen der ganzen Strafse dagegen, soweit überhaupt erforderlich, nur einige Mal im Jahre in regelmäfsigen Zwischenräumen vorgenommen wird.

Die **Unterhaltung** der Fahrbahndecke erfolgt in den ersten Jahren durch sorgfältige und schnelle Ausbesserung der Schlaglöcher, Radspuren, Mulden usw. (Flicksystem). Hierbei werden diese Vertiefungen von Schlamm gereinigt, an den Rändern mit der Spitzhacke rauh gehauen und mit gleichartigem Schotter ausgefüllt. Diese Schüttung wird mit Handrammen leicht angerammt, die Dichtung derselben dagegen meist den Fuhrwerken überlassen. Empfehlenswerter ist die sorgfältige Dichtung dieser Flickstellen mit der Strafsenwalze.

Nach Erfahrungen in England und Frankreich empfiehlt sich das Aushauen quadratischer bzw. rechteckiger Flickstellen.

Ist die gesamte Decklage schon genügend abgenutzt, so wird die alljährliche Flickarbeit zu teuer und die Strafsendecke zu uneben. Alsdann ist die Aufbringung einer durchweg neuen, sorgfältig einzuwalzenden Decklage (Decksystem) am Platze. Nach sorgfältiger Reinigung von Staub und Schlamm und Rauhmachen breiter Längs- und Querstreifen wird der Schotter in genügender Stärke aufgebracht, nach der Lehre eingebaut und abgewalzt.

Die erforderliche Zahl Walzgänge ist mit Rücksicht auf die bereits feste Unterlage hierbei geringer als beim Neubau. Sie beträgt bei 10 bis 12 cm starker Decke 60 bis 120 Uebergänge, je nachdem das Gestein weich oder hart ist.

Die gesamten Unterhaltungskosten für 1 km gewöhnliche Schotterlandstrafse betragen im Jahre etwa 450 bis 600 Mark, wovon im Mittel 75 % auf die Unterhaltung der eigentlichen Schotterbahn entfallen.

Eine erhebliche Verbesserung der Schotterstrafsen, Verminderung der Staubentwicklung und Erleichterung der Reinigung wird durch **Besprengen mit Teer- oder Oellösungen** erzielt.

Die Teerung (sog. Oberflächenteerung nach dem Tränkverfahren) mufs bei warmer, trockener Witterung vorgenommen werden. Auf die regelrecht abgewalzte trockene Oberfläche der Schotterstrafse wird heifser, dünnflüssiger Teer von etwa 120° Kesseltemperatur durch Piassavabesen, die an den „Teerlokomotiven" angebracht sind, verteilt bzw. wie bei dem Verfahren von Stephan (in Scharley, O.-S.) unter 6 bis 8 at Druck fein zerstäubt aufgebracht. Der Verbrauch an Teer wird zu 1 bis 2 l für 1 qm Strafsenoberfläche, und die Dauer der Staubfreiheit auf etwa 1 Jahr angegeben.

Nach der Teerung mufs die Strafse möglichst noch 6 bis 12 Stunden dem Verkehr entzogen bleiben, damit der Teer gut eintrocknet; bei sofortiger Wiederaufnahme des Verkehrs ist die geteerte Decke mit einer erwärmten Mischung von Sand und Kalk zu überstreuen und zu überwalzen.

Die Kosten der Teerung betragen erstmalig 10 bis 20 Pf für 1 qm Strafsenoberfläche, bei Wiederholung etwa 30 % weniger.

Aufser Teer kommen auch bituminöse Teerölmischungen (Goudrol, Asphaltin, Hartmanit, Goudronit, Apokonin u. a.) in Anwendung.

Strafsenölung. Hierfür kommt in erster Linie „Westrumit" in Betracht, ein in Wasser lösliches, aus Petroleumrückständen gewonnenes Oel, das erstmalig in 5 bis 10% Lösung versprengt wird, worauf nach Abtrocknen in etwa 12 Stunden eine zweite Besprengung mit gleicher Lösung erfolgt. Nachbesprengungen mit 5% Lösung (später $2^1/_2$%) werden je nach Verkehr in 2 bis 8 Wochen (bei Landstrafsen nach 3 bis 4 Monaten) vorgenommen.

Die Kosten der Oelung mit Westrumit betragen für die beiden ersten Besprengungen etwa 5 Pf für 1 qm, später weniger. Im ganzen sind für die Sommermonate je nach Verkehr 10 bis 25 Pf für 1 qm aufzuwenden. Aehnliche Oelpräparate sind: Antistof, Duralit, Standutin, Stopdust u. a.

2. Teerschotter- und Walzasphaltstrafsen sind Schotterstrafsen mit Packlage, deren Deckschicht aus einem Gemisch von Teer, Pech oder Asphalt mit Schotter oder Kies besteht. Vorteile sind: Wasserundurchlässigkeit, geringe Staubentwicklung, leichte Reinigung. (Quergefälle etwa 1 : 50.) Bei Teerschotterstrafsen (Innenteerung nach dem Mischverfahren) ist nach Scheuermann (Z. f. Tr. u. Strb. 1911 Nr. 11) zu beachten, dafs nur wasserarmer, im Tank abgelagerter Rohteer (möglichst bei Koksbereitung gewonnen) verarbeitet wird, dafs ferner der Schotter gut ausgetrocknet und porös ist und dafs schliefslich die Tränkung und Vermischung der Baustoffe nur in warmem Zustande (Teer 90 bis 100°) erfolgt.

Gebräuchlich sind u. a. folgende Verwendungsarten:

Verfahren von Aeberli (Zürich), wobei der Kies bzw. Schotter in besonderen Mischmaschinen zugleich getrocknet, gereinigt und mit Teer gemischt wird; sodann wird die Mischung schichtweise mit Zwischenlagen von reinem erwärmten Sand in Haufen aufgeschichtet, zum Schutz gegen Wärmeverlust mit Sand vollständig überdeckt und lagert so etwa 8 bis 10 Wochen, währenddessen durch inneres Durchkochen der Masse und Ausscheiden der flüchtigen Kohlenwasserstoffe, welche das „Verharzen" der Baustoffe verhindern, eine innige Verbindung der Mischung eintritt. Nach Ablauf dieser Zeit beginnt die Mischung zu erstarren und mufs, bevor ein Trockenwerden eintritt, verwendet werden. Die Mischung wird bei trockenem Wetter etwa 10 cm stark auf der gereinigten Strafsenfläche ausgebreitet und ohne Wasserzusatz oder sonstige Beimengung erst bankettseitig, dann in der Strafsenmitte gewalzt und zuletzt mit Steingrus oder Sand bedeckt. Teerverbrauch für 1 cbm Kies oder Schotter 20 kg, bei Kalkstein 25 kg. Leistung der Mischmaschine zu 10 bis 15 cbm geteerter Mischung für den Tag angegeben (Z. f. Tr. u. Strb. 1906 Nr. 15).

Verfahren von Henning (Oberlahnstein), sog. „Nassauer Verfahren". Hierbei werden zwei Trommeln verwendet, in deren einer der Schotter (mit Steinsand vermischt) angewärmt und entstaubt wird, um dann in der zweiten Trommel mit einem Teerpräparat von etwa 75% Hartpech und 25% Anthracenöl getränkt zu werden. (Tagesleistung etwa 34 cbm.) Die Teermakadamschicht (10 cm stark) wird in zwei Lagen von je 5 cm Stärke ausgeführt, wobei die untere Lage auf der regulierten Grundschicht nach Aufstreuen von gepechtem Grobgrus aufgeschüttet, mit Grus überstreut und abgewalzt wird, worauf dann die obere Lage ebenso aufgetragen und gewalzt wird. Die fertige Decke wird schliefslich mit Oberflächenteerung versehen (Pyknoton-Verfahren).

Verfahren von Breining (Bonn), wobei der Schotter in einer geneigten umlaufenden Trommel durch Erhitzung vollständig ausgetrocknet wird, worauf der heifse, destillierte und mit geschmolzenem Teerpech versetzte Steinkohlenteer beigegeben wird.

Aehnliche Verfahren werden angewendet bei dem besonders in England verbreiteten Quarrite, Kiton (mit Tonzusatz) u. a.

Aufser dem Mischverfahren ist (in England) auch ein Pechtränkungsverfahren im Gebrauch („Pechmörtel-Makadam", vgl. den Reisebericht von Hentrich, Z. f. Tr. u. Strb. 1912 Nr. 33 bis 35), wobei ähnlich wie bei der Oberflächenteerung heifses Pech von Hand oder mit Maschine (unter Druck) auf die Unterbettung bzw. die einzelnen Schotter-

lagen versprengt wird, die dann nach der Tränkung mit Kies dünn bestreut und abgewalzt werden.

Bei Walzasphaltstrafsen*) wird unterschieden zwischen Sandasphalt (etwa 11 % Bitumen, 13 % Füllstoff aus gepulvertem Kalkstein, 16 % grobem Sand, 60 % feinem Sand) und Asphaltschotter (etwa 8 % Bitumen, 7 % gepulvertem Kalkstein, 35 % grobem Sand, 50 % Schotter von 6 bis 25 mm Korn). Die Deckschicht wird heifs (150°) aufgetragen, verharkt, leicht vorgewalzt und schliefslich mit der Dampfwalze festgewalzt.

Andere Ausführungen mit zweiteiliger Deckschicht (3,5 cm starke Asphaltschotter-Bindeschicht mit 4 cm starker Sandasphalt-Decklage).

Die Teerschotter- und Walzasphaltstrafsen sind in Amerika (1912 rd. 9 500 000 qm) und in England sehr verbreitet, und zwar in Amerika etwa gleichviel Teer- und Asphaltmakadam, in England überwiegend Teermakadam. Auch auf dem europäischen Festland kommen Teerschotterstrafsen in neuester Zeit mehr und mehr in Aufnahme.

Erwähnt sei, dafs in England für den Kleinschlag Hochofenschlacke oder Kalkstein besonders empfohlen wird zur besseren Ausfüllung der Hohlräume beim Walzen (Z. f. Tr. u. Strb. 1913 Nr. 14).

3. Kiesstrafsen dienen in Gegenden, wo gute Steine fehlen oder teuer sind, als Ersatz für Schotterstrafsen, sind aber nur für leichteren Verkehr brauchbar, da sie bei andauernd feuchtem Wetter leicht aufweichen.

Sind in dem Kies grobe Stücke in genügender Menge enthalten, so empfiehlt es sich, sie auszulesen, zu zerschlagen und daraus eine Art Grundbau herzustellen, der vor Aufbringen der Decklage abgewalzt werden mufs.

Der Kies soll möglichst tonhaltige Bestandteile enthalten, um eine gut zusammenhängende Decke zu geben. Empfohlen wird**) 75 % grober Kies (0,3 bis 4 cm Korn), 15 % Ton, 10 % Sand.

Zweckmäfsige Mafse: Grundbau 15 bis 20 cm, Decklage 10 bis 12 cm Walzung wie bei den Schotterstrafsen.

4. Pflasterstrafsen.

(Die Herstellungsweise städtischer Pflasterstrafsen S. 622 ff.) Bei Landstrafsen wird Pflasterung nur in steinarmen Gegenden (z. B. im nördlichen Hannover und in den Niederlanden) in 2 Arten angewendet, als Kleinpflaster und als Klinkerpflaster.

Das von Gravenhorst 1885 eingeführte **Kleinpflaster** besteht aus möglichst würfelförmigen (Satzfläche nicht kleiner als 4/5 der Kopffläche) geschlagenen Steinen von 8 bis 10 cm Seitenlänge.

Diese werden auf einer vorhandenen Strafse, deren Decke erneuert werden mufs, oder bei Neuanlagen auf einem vorher sorgfältig eingewalzten Grundbau (bzw. auch auf einer Betonbausohle) wie gewöhnliches Pflaster mit rd. 2 cm starker Kiesbettung eingepflastert, festgerammt und zur Ausfüllung der Fugen anfangs mit einer Kiesschicht überdeckt. Bei Pflasterung auf einer abgefahrenen Strafse ist diese zunächst durch Ausfüllen aller Vertiefungen mit Kleinschlag und tüchtiges Abwalzen völlig eben zu machen.

---

*) Richardson, Asphalt construction for pavements and highways, New York 1913.
**) Blanchard & Drown, Text-Book on Highway-Engineering, London 1913.

Auch ist statt der Kiesbettung eine 3 bis 5 cm starke trockene Kies-Zement-Mischung als Unterlage für das Kleinpflaster verwendet worden (Posen), die durch Einschlämmen beim Rammen erhärtet (Z. f. Tr. u. Strb. 1912 Nr. 35).

Die Pflasterung wird bisweilen nach Abb. 11 in bogenförmigen Reihen ausgeführt. Als Baustoff eignen sich vorzugsweise harte Gesteinsarten.

Die Kosten betragen etwa 5 bis 8 ℳ für 1 qm.

Für Kleinpflasterfahrstreifen von geringer Breite (Automobilwege usw.), die in Grofspflaster eingelegt werden (so u. a. im Kreise Wolmirstedt in Anwendung), empfiehlt Schallehn (Zentralbl. Bauv. 1907 S. 202) eine besondere Unterbettung mit bewehrten Zementdielen, die oben auf die übliche Schotterunterbettung längs nebeneinander verlegt werden und als Unterlage mit 1 bis 2 cm Sandzwischenlage für das Kleinpflaster dienen.

Abb. 11.

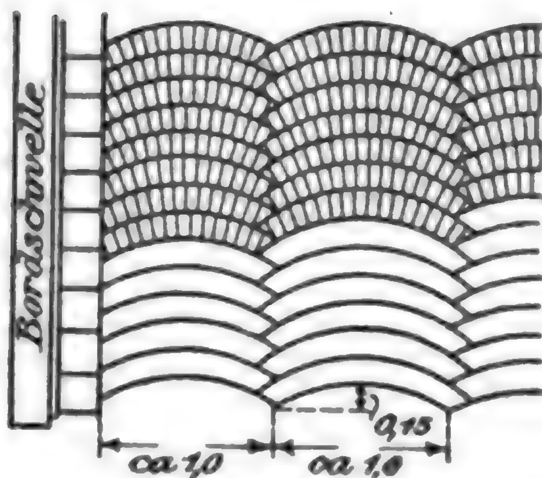
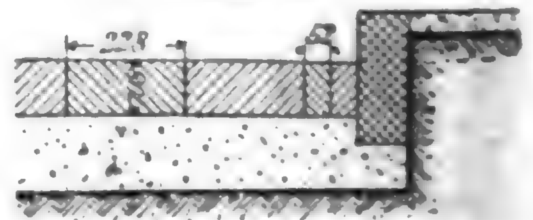


Abb. 12.



Diese Anordnung beseitigt die Schwierigkeit des Abwalzens der schmalen, etwa 2 m breiten Schotterunterbettung und gewährt den Vorteil einer zuverlässigen Einhaltung des Strafsenquerprofils.

Klinkerpflaster aus Hartbrandsteinen ist vielfach in amerikanischen Städten, vereinzelt aber auch in Europa zur Anwendung gekommen; u. a. wird es in den Niederlanden in der Art ausgeführt, dafs Klinker von 52 × 108 × 228 mm Gröfse hochkantig auf einer mindestens 25 cm starken abgewalzten Kies- oder Sandbettung mit rechtwinklig zur Strafsenachse laufenden Fugen im Verband gesetzt und festgerammt werden (Abb. 12).

Auf ein gutes Widerlager an den Längsseiten mit doppelten Klinkerreihen neben den Bordsteinen ist hierbei besonders Rücksicht zu nehmen, ebenso auf eine genügende Kiesdecke während der ersten Zeit.

An Wegekreuzungen und in scharfen Krümmungen sind statt der Querreihen Schrägreihen (45°) zu verlegen.

Die niederländischen Klinker aus Kleierde und Sand haben gelbe Farbe, die Oldenburger Klinker aus Tonerde und Kieselerde sind blaurot (auch im Bruch!); letztere zeichnen sich durch grofse Festigkeit aus.

Die Kleinpflaster- und Klinkerpflasterstrafsen befahren sich gut, nutzen sich bei gewöhnlichem Verkehr nur langsam und gleichmäfsig ab und erfordern wenig laufende Ausbesserungen, die sich aufserdem sehr leicht vornehmen lassen.

Für sehr schweren Fuhrwerksverkehr sind sie ebensowenig geeignet wie die Schotterstrafsen, da die einzelnen Steine unter schweren Lasten leicht zerdrückt werden,

5. Nebenanlagen.

Abteilungszeichen (Kilometer- und Nummersteine), Grenzsteine zur Abgrenzung des Strafsengeländes gegen die Nachbargrundstücke, Wegweiser an Strafsenkreuzungen und -trennungen, Ortstafeln mit dem Namen und der kommunalen und militärischen Zugehörigkeit des betreffenden Dorfes, sowie Gemeinde-, Kreis-, Provinz- und Landesgrenzpfähle oder Grenzsteine, Chausseehäuser und Schlagbäume an Strafsen, für deren Benutzung noch Chausseegeld erhoben wird, Einfriedigungen, Prellsteine, namentlich bei Krümmungen und Böschungen, gemauerte Brüstungen und zum Schutze der Böschungen die Bepflanzung.

C. Städtische Strafsen.

1. Bau und Unterhaltung der Fahrbahn.

a) Allgemeines. Bei Neuanlage von Strafsen zwecks Aufschliefsung eines Baugeländes empfiehlt es sich, die erstmalige Pflasterung und Unterbettung billig zu wählen, um dadurch einerseits die bis zur Bebauung der Strafse hierdurch anwachsende Zinsenlast möglichst niedrig zu halten und anderseits die Verlegung der Kanalisations- und Versorgungsleitungen sowie besonders der Hausanschlüsse an diese Leitungen leicht und billig herstellen zu können. Hierzu eignet sich am besten ein Pflaster aus natürlichen oder künstlichen Steinen von genügender Härte, aber geringerer Güte bezüglich Form der einzelnen Steine usw. In Grofsstädten wird hierzu häufig das abgängige Pflaster aus anderen Strafsen verwendet.

Ist die Bebauung des Strafsenzuges so weit vorgeschritten, dafs ein besseres Pflaster erforderlich wird, so wird das alsdann auch durch den Verkehr der Baufuhrwerke meist abgenutzte Pflaster durch die endgültige Befestigungsart ersetzt (Asphalt-, Holz-, gutes Reihen- oder Makadampflaster je nach Steigung und Verkehr bzw. Bedeutung der Strafse). Hierbei wird häufig auch die Unterbettung erneuert werden müssen.

In Berlin besteht beispielsweise das „provisorische Pflaster" aus Steinen IV. bis V. Klasse (mit Steinen von 15/16 cm Höhe und einer Satzfläche von weniger als $^2/_3$ der Kopffläche), die auf einer Kiesbettung von etwa 15 cm Stärke verlegt werden, während das „definitive Steinpflaster" aus Würfeln 19/20 (I. Klasse) oder auch aus prismatischen Steinen II. bzw. III. Klasse von 15/16 oder 19/20 cm Höhe besteht, deren Satzfläche $^4/_5$ bzw. $^2/_3$ der Kopffläche beträgt; letzteres wird auf einer abgewalzten Packlage- (10 cm) und Schotterbettung (10 cm) in Pflastersand (2 bis 3 cm) gesetzt.

Die endgültige Befestigungsart soll im allgemeinen folgende Eigenschaften besitzen:

α) Widerstandsfähigkeit gegen die Einwirkung der Verkehrslasten durch genügend harte Deckschicht und ausreichend starke Unterbettung bzw. Grundplatte.

β) Geräuschlosigkeit durch ebene, möglichst fugenlose Fahrbahn (am besten Asphalt oder Holz) auf zusammenhängender fester Grundplatte.

γ) Schonung der Zugtiere durch zweckmäfsige Wahl der Strafsenbefestigung, entsprechend den Steigungsverhältnissen und dem Verkehr.

δ) Vermeidung von Staub und Geruch durch sorgfältige Dichtung (Bitumenvergufs) aller Fugen sowie durch regelmäfsige Reinigung der Strafsen.

ε) Leichte und schnelle Ausführbarkeit von Ausbesserungen zur Vermeidung von Verkehrsstörungen durch Unabhängigkeit der Fahrbahndecke von der Unterbettung.

ζ) Verkehrssicherheit für Menschen und Tiere durch Erhaltung genügender Rauhigkeit (Sandstreuen).

b) **Die Unterbettung** bezweckt eine sichere Uebertragung der Raddrücke auf den Untergrund. Sie kann je nach Wahl der Pflasterung bzw. nach Art und Gröfse des Verkehrs bestehen aus einer:

α) Groben Sandschicht von 10 bis 40 cm Stärke, entsprechend der Beschaffenheit des Untergrundes. Eine Dichtung dieser Sandschicht durch Einschlämmen oder Festrammen ist bei gröfserer Stärke als 20 cm erforderlich.

β) Eingewalzten Kies- oder Schotterlage von 10 bis 20 cm.

Bei α) und β) ist sorgfältiges Festrammen der Pflasterung notwendig.

γ) Festgewalzten Chaussierung mittels Packlage und Decklage (S. 610 u. 611).

δ) Betonschicht von 20 bis 30 cm Stärke. Der Beton wird entweder als Steinschlagbeton in Mischung 1 : 3 : 6 (1 R.-T. Zement zu 3 R.-T. Sand zu 6 R.-T. Steinschlag) oder als Kiesbeton in sog. einfacher Mischung (1 t Zement auf 1 cbm Kies) hergestellt und entsprechend dem erforderlichen Gefälle mit reinem Zementmörtel 1 : 2 abgezogen.

Von diesen Bettungsarten eignen sich die unter α) bis γ) aufgeführten für Pflaster aus natürlichen oder künstlichen Steinen, während die unter δ) besonders bei Asphalt- und Holzpflaster Anwendung findet.

In Strafsen mit besonders schwerem Verkehr wird zuweilen auch für Granitwürfelpflaster als Unterbettung Zementbeton (δ) gewählt.

In Berlin waren im Jahre 1912 folgende Pflasterarten vorhanden:

Pflasterart	Fahrdammfläche
Asphalt	3 097 742 qm
Holz	139 584 „
Steinpflaster (definitiv) . .	3 320 444 „
„ (provisorisch)	237 567 „
Zementmakadam	5 105 „
Teermakadam	1 655 „
Kleinpflaster auf Beton .	617 „
zus.	6 802 714 qm

c) Die Pflasterung.

α) Pflaster aus natürlichen Steinen.

Nach der Form der verwendeten Steine unterscheidet man folgende Arten:

Rauhes Pflaster (Bauerndamm, Wackenpflaster, Polygonalpflaster), aus aufgespaltenen Findlingen oder wenig bearbeiteten Bruchsteinen bestehend, wird meist nur in kleineren Städten und in Strafsen von ganz untergeordneter Bedeutung angewendet und in Kiesbettung mit unregelmäfsigen Fugen, ähnlich dem Zyklopenverband, verlegt. Die zur Verwendung kommenden Steine müssen möglichst gleich grofs und von gleicher Härte sein, um die Bildung von Löchern und ausgefahrenen Stellen zu verhüten.

Reihenpflaster besteht aus regelmäfsig bearbeiteten Steinen von gleichbreiten rechteckigen Kopfflächen und nach unten stark verjüngten Seitenflächen (Abb. 13c) und ist zweckmäfsig für erstmalige Pflasterung bei Neuanlage zu bebauender Strafsen zu verwenden, jedoch für starke Steigungen nicht geeignet, da die Steine leicht kippen.

Kopfsteinpflaster ist die in grofsen Städten am meisten angewendete Pflasterart aus natürlichem Gestein (Abb. 13b). Hierbei besitzen die einzelnen Steine gleiche Höhe und Kopfflächen von gleicher Breite und annähernd gleicher Länge, während die Seitenflächen leichten Anzug aufweisen, derart, dafs die Fufsfläche nur um 1 bis 2 cm schmaler als die Kopffläche sein darf. In Berlin erhalten die prismatisch bearbeiteten Pflastersteine von 15/16 bzw. 19/20 cm Höhe, 15 bis 30 cm Länge und 12 bis 13 oder 13 bis 14 cm Breite eine Satzfläche bei II. Klasse von $^4/_5$, bei III. Klasse von $^2/_3$ der Kopffläche. Auch sollen hierbei, um ein Kanten der Steine zu verhindern und eine gute Fugenabdichtung zu ermöglichen, die Seitenflächen von oben her zunächst auf 3 bis 5 cm senkrecht verlaufen und der Anzug erst von da ab beginnen. Ein Umkehren der Steine ist ausgeschlossen.

Abb. 13.

Das **Würfelpflaster** besteht aus vollkommen rechteckig bearbeiteten Steinen von gleicher Länge, Breite und Höhe (Abb. 13a), in Berlin als Pflaster I. Klasse bezeichnet. Vorteile dieser Steine sind gute Druckübertragung, Umdrehung nach Abnutzung der Kopffläche und bei guter Unterbettung Vermeidung jeder Verschiebung bzw. Senkung einzelner Steine. Nachteile dagegen hohe Beschaffungskosten und breitere Fugen (da das Rammen sonst zu sehr erschwert ist), infolgedessen starke Abnutzung der Kanten und allmähliches Rundwerden der Kopfflächen.

Das zu obigem Pflaster verwendete Gestein soll aufser den auf S. 621 u. 622 aufgeführten Eigenschaften noch die leichter Spaltbarkeit besitzen.*)

Gebräuchlich sind Pflastersteine aus Granit, Diorit, Porphyr, Trachyt bzw. auch Sandsteine und Kalksteine von gröfserer Härte.

Die **Abmessungen** der bearbeiteten Pflastersteine macht Prof. Dietrich abhängig von ihrer Festigkeit und empfiehlt folgende Mafse:

Bei einer Druckfestigkeit von	$b =$	$l =$	$h =$
$k \geqq 1200$ kg/qcm	10	22,5	15
$k =$ 800 bis 1200 kg/qcm	10	22,5	20
$k <$ 800 kg/qcm	12	25	20
	18	18	18

Im allgemeinen ist die **Breite** der Steine — besonders bei hartem Gestein sowie in Steigungen — möglichst klein (etwa = 10 cm, für starke Steigungen empfiehlt Genzmer 8 cm) zu wählen, um eine gleichmäfsige Abnutzung an den Kanten und in der Mitte zu erzielen und den Pferden besseren Halt zu gewähren.

*) Näheres Dietrich, Die Baumaterialien der Steinstrafsen. Berlin 1885.

Die Höhe der Steine ist abhängig vom Raddruck und der Unterbettung. Sie ist bei schweren Lasten und leichter Unterbettung möglichst grofs zu nehmen.

Die Länge wird meist zu $1^1/_2$ bis $2^1/_2$ b gewählt, je nachdem b grofs oder klein ist.

Die zum Anschlufs an die Bordsteine erforderlichen „Anfänger" sind, wenn die Fugen zur Strafsenachse rechtwinklig stehen, $1^1/_2$ mal so lang wie die gewöhnlichen Steine, da man Steine von $^1/_2$ gewöhnlicher Länge nur ungern verwendet.

Als Spielraum in den Abmessungen kann bei gutem Pflaster für b und h bis zu $\pm\ ^1/_2$ cm, für l bis zu 2 cm zugelassen werden.

Die Ausführung der Pflasterung beginnt mit dem Verlegen der Bordsteine — meist auf fester Unterlage aus Mauerwerk oder Beton — und Hinterfüllen derselben. Alsdann folgt die Herstellung der Unterbettung (Sand, Kies, Chaussierung oder Zementbeton), Aufbringen des Pflasterkieses (8 bis 10 cm stark) und Versetzen der Anfänger und Punktsteine als Höhenmarken für die weitere Pflasterung. Auf lotrechte Stellung der Steine, gute Unterfüllung und schmale Fugen ist besonders Bedacht zu nehmen.

Abb. 14.

Abb. 14 zeigt einen Strafsenquerschnitt mit „definitivem Pflaster" im Anschlufs an den Bürgersteig.

Abb. 15.

Bei dem Reihen- und Würfelpflaster werden die durchgehenden Fugen rechtwinklig zur Strafsenachse, bei Würfelpflaster auch diagonal (45° gegen die Strafsenachse) nach der in Abb. 15 dargestellten Verlegungsart angeordnet. Dabei sind im letzteren Falle für den Anschlufs an die Bordschwellen besondere Anfängersteine (Fünfecksteine) erforderlich; und da man die Diagonalreihen in der Strafsenmitte unter 90° zusammenlaufen läfst, so sind zur Herstellung des Verbandes in der Strafsenkrone noch besondere Steine von $1^1/_2$facher Länge der Normalsteine (sog. Binder) nötig, während der seitliche Anschlufs an die Fünfecksteine zur Erzielung eines guten Verbandes abwechselnd aus Bindern und Doppelsteinen (mit doppelter Länge der Normalsteine) hergestellt wird (Abb. 16).

Bei Normalsteinen von 20×20 qcm Kopffläche, einer Länge der Binder und Fünfecksteine von 30 cm und Doppelsteinen von 40 cm beträgt für L m Strafsenlänge die Anzahl der

$$\text{Fünfecksteine} = \frac{2\,L}{0{,}3}, \quad \text{Binder} = \frac{4\,L}{0{,}3}, \quad \text{Doppelsteine} = \frac{L}{0{,}3}.$$

Der Grundgedanke für die Anwendung des Diagonalpflasters war, das Kanten der Steine unter den Pferdehufen zu verhindern und das Schlagen der Räder beim Ueberrollen über die Fugen durch Schräganordnung der letzteren zu verhüten.

Diese Nachteile des Querreihenpflasters lassen sich indessen bei sorgfältiger Ausführung vermeiden, und da im übrigen das Diagonalpflaster teuer und besonders für Strafsen mit Strafsenbahngleisen nicht zweckmäfsig ist (vgl. Abschn. „Strafsenbahnen" unter „Elektrotechnik"), pflegt man neuerdings dem Reihenpflaster mit rechtwinklig zur Strafsenachse laufenden Querreihen den Vorzug zu geben.

Das Festrammen der mit etwa 2 bis 3 cm Ueberhöhung versetzten Pflastersteine erfolgt gewöhnlich mittels 15 bis 25 kg schwerer einmänniger Rammen (Jungfern), in einzelnen Städten (Mainz) auch mit etwa 50 kg schweren viermännigen Rammen.

Nach dem Festrammen der Pflasterung sind die Fugen sorgfältig auszufüllen, und zwar bei geringwertigem Pflaster mittels 2 cm Bekiesung; bei Kopfstein- oder Würfelpflaster dagegen durch Ausgiefsen mit Zementmörtel oder besser Gufsasphalt (bituminöse Mischung).

Die Unterhaltungsarbeiten bestehen hauptsächlich in dem Ersetzen zersprungener Steine, dem Beseitigen von Senkungen und Erhebungen sowie dem Umlegen ganzer Pflasterstrecken. Letzteres ist je nach dem Verkehr und der Härte des verwendeten Gesteins innerhalb 5 bis 20 Jahren erforderlich.

β) Pflaster aus künstlichen Steinen.

Ueber das in Niederdeutschland viel verwendete Klinkerpflaster S. 620.

Schlackensteinpflaster.

Die Schlackensteine werden aus in Formen gegossener Hochofenschlacke von besonderer Zusammensetzung oder auch aus Mansfelder Kupferschlacken durch langsame Abkühlung hergestellt und geben bei sorgfältiger Ausführung ein ebenes, gutes, wenn auch leicht glatt werdendes Pflaster, sind jedoch für schweren Verkehr wegen ihrer Sprödigkeit nicht geeignet.

Kunststeine ergeben bei geeignetem Rohstoff und sachgemäfser Herstellung ein gutes, aber meist teures Pflaster.

Hier sind zu erwähnen: die künstlichen Pflastersteine von Löhr (Frankfurt a. M.), das sog. Vulkanolpflaster der Firma Vetter A. G. (gesinterte Prefssteine in Gröfse 28 . 21 . 8,5 cm aus Hartgesteingrus), die Hefsschen Kunststeine (Z. f. Tr. u. Strb. 1894 S. 256), das Budapester Keramitpflaster u. a. m.

γ) Zementmakadam. Auf einer 20 bis 25 cm starken, bereits erhärteten Unterlage aus magerem Beton wird eine 5 bis 6 cm starke Deckschicht besten Steinschlages, gemischt mit reinem Zementmörtel (1 Teil Zement auf 2 Teile Kies), erdfeucht aufgebracht und, damit der Zement gut abbindet, sofort festgestampft, bis sich an der Oberfläche Wasser zeigt.

Der Steinschlag ist so zu wählen, dafs seine Härte und Abnutzbarkeit gleich der des abgebundenen Mörtels ist.

Ueber verschiedene Ausführungsarten von Zementmakadam der Systeme Kieserling, Roscher, Malik, Meloco u. a. (Beton u. Eisen 1905 Heft I, III, VIII; Z. f. Tr. u. Strb. 1913 Nr. 11).

Besonders wird empfohlen, in dem Zementmakadampflaster quer durchgehende Temperaturfugen von etwa 2,5 cm Breite (neuerdings schräg unter 60° Winkel zur Strafsenachse) mit hochkantig gestellten Flacheisen- oder Winkeleiseneinfassungen und Gufsasphaltfüllung in ge-

eigneten Abständen vorzusehen, um der Fahrbahn eine Ausdehnungsmöglichkeit zu geben.

Zur Vermeidung des Hochquellens der Füllmasse sind in neuerer Zeit Versuche (Chicago) mit nach unten keilartig verbreiterten Fugen gemacht worden (Z. f. Tr. u. Strb. 1912 Nr. 6).

Diese Art Pflasterung hat in Frankreich und besonders in Amerika vielfach Anwendung gefunden, ist neuerdings auch in Deutschland versucht worden, ist aber für verkehrsreiche Strafsen im allgemeinen nicht zu empfehlen, weil bei der Neubefestigung und bei Ausbesserungen die Strafsen wegen der zum Abbinden des Zementmörtels erforderlichen Zeit zu lange gesperrt werden müssen.

δ) **Gufsasphalt** ist bisher in Deutschland zur Befestigung von Strafsenfahrbahnen, weil zu teuer, nur in einzelnen Städten, wie Mainz, Hanau, Stuttgart, Hannover (Hartgufsasphalt der Deutschen Asphalt A. G.) mit gutem Erfolg verwendet worden. Dagegen sind Gufsasphaltstrafsen in Amerika, wo sie mit 6 bis 10 cm starker Asphaltschicht hergestellt werden, schon seit Jahren in grofsem Umfang zur Ausführung gelangt. Bedingung ist eine besonders sorgfältige Ausführung, auch sind sie im Sommer dauernd feucht zu halten.

Nach Löwe besteht die Mischung aus 12 bis 15 % Trinidadasphalt, 70 bis 83 % Sand und 5 bis 15 % Kalksteinpulver.

Der Asphalt wird unter Zusatz von Kalksteinpulver geschmolzen und mit getrocknetem, feinem Sand innig vermengt; die so gewonnene zähe Masse wird auf der Betonunterlage in Streiten rechtwinklig zur Strafsenachse gleichmäfsig ausgebreitet, geebnet, mit Sand bestreut und gedichtet. In Deutschland wird der Gufsasphalt im Strafsenbau im allgemeinen nur als Fufswegbelag sowie bei Stampfasphaltbahnen zur Herstellung der Anschlüsse an die Strafsenbahngleise an Stelle der früher üblichen teuren Granitschwellen, versuchsweise auch zwischen den Schienen (Charlottenburg), verwendet.

Neuerdings wird Gufsasphalt für Fahrbahnen mit Granitfeinschlag statt Kies (Granitasphalt) hergestellt, oder auch durch Einbettung einer niedrigen Packlageschicht die Widerstandsfähigkeit des Gufsasphalts zu erhöhen versucht.

ε) **Stampfasphalt** ist die in allen besseren Strafsen der deutschen und französischen Grofsstädte vorherrschende Befestigungsart. Zu ihrer Herstellung wird der Asphaltstein zu feinem Mehl gemahlen, letzteres in eisernen Trommeln auf etwa 140° C erhitzt und heifs auf der Unterbettung in einer gleichmäfsigen Stärke von 8 cm mittels Abziehlatte ausgebreitet. Alsdann wird diese Schicht durch heifse Walzen mit Innenfeuerung sowie durch rd. 20 kg schwere, in Kohlenbecken erhitzte Stempel (Stampfen) gedichtet und schliefslich durch erhitzte Bügeleisen geglättet.

Zu erwähnen ist als Ersatz der von Hand betätigten Stampfen die von Dietrich eingeführte Asphaltstampfmaschine, die nach Art eines Hammerwerks arbeitet und eine gleichmäfsige, schnelle und infolge Ersparnis an Arbeitskräften billige Stampfarbeit leistet.

Die Stärke der fertigen Asphaltdecke beträgt in der Regel 5 cm. Die Abnutzung in belebten Strafsen $1/2$ bis 1 cm für 1 Jahr.

Das spezifische Gewicht des frischen Stampfasphalts ist nach Dietrich = 2,05 bis 2,10, das des alten, längere Zeit befahrenen 2,25 bis 2,35. (Das lose Asphaltpulver hat etwa 1,5 spez. Gewicht.)

Der Querschnitt einer Asphaltstrafse im Anschlufs an den Bürgersteig ist in Abb. 16 dargestellt.

Als Uebelstand dieser Befestigungsart kommt die häufige Rissebildung rechtwinklig zur Strafsenachse, ferner die grofse Glätte bei Regen oder Frostwetter in Betracht; daher sind sorgfältige Unterhaltung (Herausschneiden der gerissenen Flächen, Schlaglöcher, Blasen usw. und Ersetzen derselben durch frischen Asphalt nach vorherigem Bestreichen der Anschlufsflächen mit Goudron) und andauernde Reinigung bzw. bei Frost- und Tauwetter Sandstreuung (Elbkies) erforderlich.

Gegen die Rissebildung, die grofsenteils auf das Aufrollen und Wandern der Asphaltdecke unter dem Wagenverkehr zurückzuführen ist, dürfte es sich empfehlen, die unter dem Asphalt liegende Oberfläche der Betonunterbettung nicht, wie meist üblich, zu glätten, sondern aufzurauhen, damit der Asphalt besser an der Bettung haftet. Es werden dadurch auch die gefürchteten Wassersäcke unter der Asphaltdecke, die besonders bei Frost zur Zerstörung der Betonbettung beitragen, verhütet.

Besondere Sorgfalt ist auf den Anschlufs des Asphalts an die Bordschwellen, Gullys, Revisionsbrunnen usw. und vor allem an die Strafsenbahnschienen zu verwenden. Bezüglich der letzteren vgl. „Strafsenbahnen“ Abschn. „Elektrotechnik“.

Die Kosten für die Herstellung von Stampfasphalt betragen einschl. der Betonunterbettung (in einfacher Mischung 1 : 8) etwa 11 bis 13 ℳ

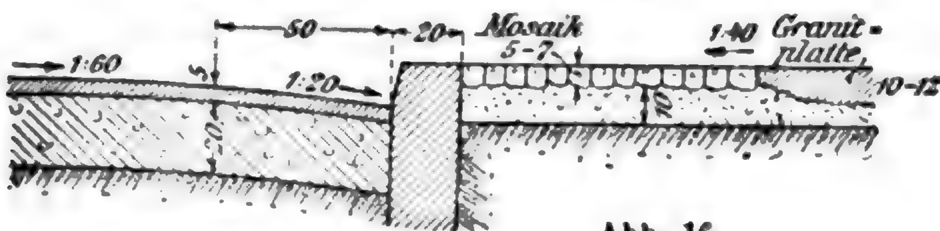


Abb. 16.

für 1 qm bei 5jähriger unentgeltlicher Unterhaltung. Die späteren Unterhaltungskosten betragen gewöhnlich 0,50 ℳ für 1 qm und Jahr.

Als Abart des Stampfasphalts ist der besonders in Amerika früher weit verbreitete „Barberasphalt“ zu erwähnen, eine Mischung aus gereinigtem und mit Petroleumrückständen versetztem Trinidadasphalt, dem sog. Asphaltzement, (14 %), mit Sand (76 %) und gepulvertem Kalkstein (10 %). Die Herstellung des Barberasphalts entspricht dem oben für Stampfasphalt angegebenen Verfahren, nur wird die Asphaltdecke zum Schlufs noch mit einer schweren Dampfwalze überwalzt (vgl. auch das auf S. 618 über Walzasphalt Gesagte).

Als besonderer Vorteil dieses künstlichen Asphalts wird seine geringe Glätte angegeben.

ζ) **Asphaltplatten** aus erwärmtem Asphaltpulver unter hohem hydraulichen Druck zu quadratischen (15 × 15 bis 25 × 25 cm) oder rechteckigen (15 × 30 cm) Platten geprefst, haben eine Stärke bis zu 5 cm; sie werden auf der Baustelle nach vorherigem Erwärmen in Asphaltpulver oder Zementmörtel im Verband verlegt.

Die Fugen werden mit Asphaltmastix oder Asphaltpulver gedichtet. Als Unterbettung ist dabei eine sehr sorgfältig geebnete Zementbetonschicht angebracht.

Zu erwähnen sind hier die Löhrschen Asphaltzementplatten, die in ihrer oberen Schicht aus Stampfasphalt, in der unteren Schicht aus Zementbeton bestehen. Die Verlegung erfolgt auf der Betonunterbettung in einer etwa 2,5 cm starken Zementmörtelschicht.

η) **Holzpflaster** ist in gröfstem Mafsstab in Amerika zur Anwendung gelangt; in Deutschland vorwiegend nur bei steileren Strafsen (bei Hart-

holz bis $^1/_{40}$, bei Weichholz bis $^1/_{20}$ Gefälle) (S. 600) sowie als Belag für Strafsenbrücken und ihre Zufahrtrampen.

Als Unterbettung dient wie bei Asphaltpflaster eine Betonschicht von 15 bis 25 cm Stärke, deren Oberfläche, dem Strafsenquerprofil entsprechend, mit einer Zementmörtelschicht von etwa 1 cm Stärke glatt abgeglichen wird (Abb. 17).

Versuche mit wasserdurchlässigem Beton (Zement mit rundem grobkörnigen Kies) als Unterlage für Holzpflaster zwecks schneller Abführung des Sickerwassers sind noch nicht endgültig abgeschlossen; befürchtet wird dabei eine Verschlammung der Betonhohlräume durch die eindringenden Abfallstoffe.

Das zu Holzpflaster verwendete Holz mufs sorgfältig ausgesucht werden und darf bei derselben Strafsenstrecke nicht aus verschiedenen Gegenden oder Höhenlagen

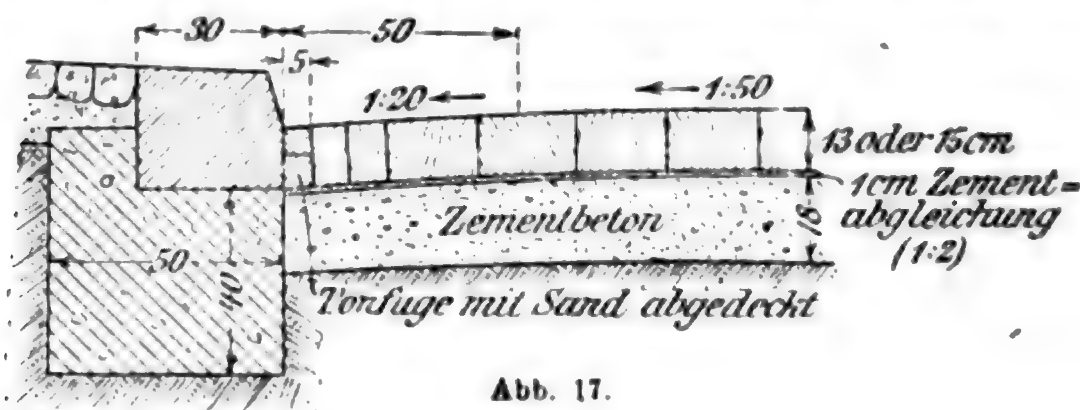


Abb. 17.

stammen oder gar aus verschiedenen Holzarten bestehen. Zur Verwendung kommen von einheimischen Hölzern die Fichte, Kiefer und Buche (letztere weniger geeignet); von fremden Hölzern die wesentlich härtere amerikanische Zypresse, Yellowpine und Pitchpine und in neuester Zeit die australischen Eukalyptushölzer (Eisenholz) Karri-, Jarrah-, Tallowwood u. a.

Das Holz mufs von möglichst gleichmäfsiger Dichtigkeit und ast- und splintfrei sein.

Bei W e i c h h o l z p f l a s t e r (meist schwedische Kiefer) werden die Holzklötze zur Verhinderung der Fäulnis mit karbolhaltigem Steinkohlenteeröl getränkt, was besonders zu empfehlen ist, weil dadurch gleichzeitig das spätere Aufsaugen von Wasser und Aufquellen der Klötze wesentlich herabgemindert wird.

Die Tränkung von Weichholz erfolgt neuerdings unter Druck bzw. im Vakuum nach Verfahren von Bethel oder Rüping (Sanitercodeal u. a.).

Die Abmessungen der Pflasterklötze sind verschieden und betragen im Mittel: Breite = 7,5 bis 13 cm, Länge = 12 bis 25 cm, Höhe = 10 bis 15 cm. Das Normalformat für London und Paris ist 7,5 × 22,5 × 15 cm. In Berlin ist für Weichholz eine Stöckelhöhe von 13 cm üblich.

Die Holzstöckel werden so geschnitten, dafs die Faserrichtung der Höhe entspricht, um eine möglichst grofse Festigkeit bei geringster Abnutzung zu erzielen.

Die Klötze werden gewöhnlich vor dem Verlegen mit ihrem unteren Ende in heifsen Teer oder Asphalt getaucht und alsdann auf der sorgfältig abgeglätteten Unterbettuung mit durchgehenden Querfugen und versetzten Längsfugen verlegt. Die Fugung kann auch hier entweder rechtwinklig oder unter 45° schräg zur Strafsenachse hergestellt werden; letztere Anordnung ist bei Strafsen mit Strafsenbahngleisen wegen der erhöhten Kosten infolge Verschnitt beim Anschlufs an die Schienen und

deren Spurstangen (vgl. „Strafsenbahnen" Abschn. „Elektrotechnik") nicht zu empfehlen.

Die Fugenweite hängt von der Art des Vergufsmittels ab und beträgt 2 bis 5 mm bei Teerpechvergufs, 5 bis 10 mm bei Zementmörtel (1 : 2). Als guter Mittelwert ist 5 mm zu empfehlen. Sie ist möglichst gleichmäfsig zu halten und wird durch zwischengelegte Lattenstücke von entsprechender Stärke und 20 bis 40 mm Höhe erzielt.

Neuerdings wird besseres Weichholzpflaster auch mit engen Fugen oder, wie bei Hartholz, nach dem Eintauchverfahren dicht verlegt. (Der Klotz wird mit einer Längs- und einer Querseite in heifse bituminöse Klebmasse getaucht und an die bereits verlegte Reihe angetrieben.)

Im Anschlufs an die Bordschwellen werden die Querreihen durch gewöhnlich zwei Längsreihen von Holzstöckeln zur Aufnahme des Seitenschubes des Pflasters begrenzt, und dicht neben der Bordschwelle eine etwa 5 cm breite Tonfuge mit Sandabdeckung vorgesehen, um beim Quellen des Holzes ein Hochheben (Wassersäcke) zu verhüten (Abb. 17). Auch wird in die Ausdehnungsfuge ein federndes Faltblech mit Tonbedeckung in halber Stöckelhöhe eingelegt (Z. f. Tr. u. Strb. 1913 Nr. 13).

In Tiefpunkten des Strafsenlängsprofils sowie beim Uebergang vom Holzpflaster zum Asphaltpflaster usw. werden zweckmäfsig zur Ableitung des Sickerwassers in der Betonunterbettung eiserne Kastenrinnen eingebaut (Berlin, Leipzig), die an die Kanalisationsleitungen angeschlossen und gegen Verschlammung öfter durchgespült werden.

Nach Fertigstellung wird das Holzpflaster mit einer dünnen Schicht Teer oder Zementmörtel überstrichen und 1 cm stark mit scharfkantigem, grobem Kies oder Steingrus überstreut. Letzterer wird durch den Wagenverkehr alsbald in die Fasern des Hirnholzes eingedrückt und bildet sehr bald eine 1 bis 2 cm starke, sehr widerstandsfähige Schicht, von deren Pflege im wesentlichen die Dauer des ganzen Pflasters abhängt. Zur Erhaltung dieser Deckschicht dient aufser ständiger Strafsenreinigung eine allmonatlich zu wiederholende Bestreuung mit Kies.

Die Dauer des Holzpflasters beträgt bis zu 15 Jahren. Sie ist aufser von der Holzart und dem Verkehr auch von den Witterungsverhältnissen abhängig.

Auf Droschkenhalteplätzen ist der Teerüberzug öfter zu erneuern, und für täglich mehrmalige Reinigung durch Wasserspülung Sorge zu tragen.

Die Herstellungskosten betragen einschl. Betonunterbettung (einfache Mischung 1 : 8) rd. 14 bis 20 ℳ/qm (im Durchschnitt 16 ℳ) einschl. einer 3- bis 5jährigen unentgeltlichen Unterhaltung. Die späteren Unterhaltungskosten betragen je nach Umfang und Alter 0,20 bis 0,85 ℳ für 1 qm und Jahr.

Bei Hartholzpflaster (Tallow-, Blackbutt-, Bluegum-, Jarrah- oder Karriholz), das wegen seines Gehaltes an Gerbsäure der Fäulnis nicht ausgesetzt ist und daher nicht imprägniert wird, werden die im allgemeinen niedrigeren Holzstöckel (7 bis 10, seltener 13 cm Höhe, 7,5 bis 9 cm Breite und 13 bis 23 cm Länge) auf der sorgfältig abgeglichenen Betonbettung nach dem Eintauchverfahren (s. oben) mit möglichst engen Fugen verlegt, in die Teerpech oder bituminöse Klebmasse nachgegossen wird.

Die fertige Strafsendecke erhält dann Teerüberzug und Steingrusaufschüttung wie vor.

Die Herstellungskosten des Hartholzpflasters betragen einschl. Betonunterbettung (einfache Mischung 1 : 8) etwa 14 bis 26 ℳ/qm (im Durchschnitt 22 ℳ) bei 3- bis 10jähriger Haftung. Die späteren Unterhaltungskosten betragen in der Regel 0,30 bis 0,50 ℳ für 1 qm und Jahr.

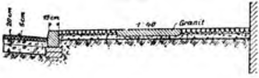
Bezüglich der Verlegung von Strafsenbahngleisen in Holzpflasterstrafsen vgl. „Strafsenbahnen" im Abschn. „Elektrotechnik".

In den deutschen Städten waren im Jahre 1912 rd. 514 000 qm Weichholzpflaster und 394 000 qm Hartholzpflaster vorhanden.

2. Bau und Unterhaltung der Fufswege.

Zum Abschlufs der Fufswege gegen die Fahrbahn werden Bordsteine oder Bordschwellen verwendet, und zwar erstere aus 8 bis 10 cm starken, roh behauenen Platten von 25 bis 35 cm Höhe meist für Chausseen und untergeordnete Strafsen, letztere aus 20 bis 30 cm hohen, 1 bis 2 m langen Granitschwellen mit 15 bis etwa 30 cm oberer Breite hergestellt (Abb. 17 u. 18).

Abb. 18.



Während die Bordsteine lediglich eingegraben werden, erhalten die Bordschwellen meist eine leichte Untermauerung aus 2 bis 4 Steinschichten oder einer Lage Beton (Abb. 14 u. 17).

Abb. 19.

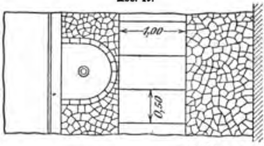


Abb. 21.

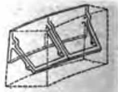
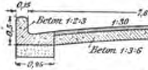


Abb. 20.



Vereinzelt werden auch die Bordsteine aus Beton, nötigenfalls mit Wasserrinne (Abb. 20), oder aus eisenbewehrten Betonsteinen (System Troger & Zottmann, Abb. 21 — Zentralbl. Bauv. 1907 Nr. 29) hergestellt.

Die Befestigung der Fufswege wird entsprechend ihrer Bedeutung hergestellt aus:

a) Kies oder Sand, 2 bis 5 cm stark, auf einer festgestampften 8 bis 10 cm starken Schicht Kleinschlag oder Lehm und Kies, letztere beiden je zur Hälfte gemischt.

b) Wie vor, jedoch mit einem rd. 1 m breiten Längsstreifen aus Mosaikpflaster.

Digitized by Google

c) Durchweg Mosaikpflaster aus möglichst gleichmäfsigen vollkantigen harten Kalksteinchen von 5 bis 6 cm Seitenlänge in 8 bis 10 cm starkem Sandbett versetzt und gerammt.

d) Klinkerpflaster (hochkantig oder flach) in Sandschicht oder Mörtelbettung.

e) Sandstein-, Zement- oder Granitplatten, Verlegung wie bei d).

f) Gufsasphalt, 2 bis 3 cm stark, auf einer 10 bis 15 cm starken Betonschicht.

g) Zementestrich, 2 bis 3 cm stark, geriffelt, auf Betonschicht wie bei f).

h) Fliesen (Bitterfelder oder Mettlacher usw.) auf 8 bis 10 cm starker Betonschicht in Zementmörtel verlegt, unter Angufs der Fugen mit Zementmörtel; bei festem Untergrund genügt auch die Verlegung in Sand, Kies, Mörtel oder auf flacher Ziegelbettung.

i) Asphaltplatten, 2,5 bis 3 cm stark, auf Betonbettung in Asphaltpulver verlegt.

k) Granitoidplatten, aus einer besonders sorgfältigen Mischung von Zementmörtel mit Granitkleinschlag hergestellt.

Von diesen verschiedenen Arten empfiehlt sich die Ausführungsweise a) besonders für Parkanlagen sowie für Fufswege in der Nähe von Städten; b) für neue, noch nicht bebaute städtische Strafsen sowie gleichfalls für Parkwege; c) nur für schmale Fufswege; d) dort, wo andere Steine schwer zu haben sind; e) sehr zweckmäfsig zur Herstellung von 1 bis 2 m breiten Streifen parallel zur Bordschwelle in 1 bis 1,5 m Abstand von derselben (Abb. 19); die verbleibenden Flächen werden mit Mosaikpflaster befestigt, wodurch das Verlegen und Nachsehen der Versorgungsleitungen sehr erleichtert wird; f), g) und i) für Fufswege auf Brücken sowie für solche Fufssteige, unter denen keine Versorgungsleitungen liegen; h) besonders für überdachte Bahnsteige, Hausflure usw. Für Ausführungen im Freien mit Rücksicht auf das Abfrieren und Zerspringen einzelner Platten weniger geeignet; k) für hervorragende städtische Strafsen (in Berlin: Unter den Linden und am Leipziger Platz), in der Ausführung wie bei e), jedoch mit passenden künstlichen Steinen zur Herstellung des Pflasterverbandes.

3. Strafsenreinigung.

Die Reinigung der Strafsen erstreckt sich hauptsächlich auf das Beseitigen von tierischen Abfallstoffen sowie von Schlamm und Staub. Sie geschieht teils von Hand (mit Besen, Gummikratzern, Holz- oder Eisenkratzern), teils mit Kehrmaschinen (für Schotterstrafsen auch Abziehmaschinen mit schräg zur Strafsenachse stehenden federnden Kratzeisen).

Die stündliche Arbeitsleistung beträgt mit Handgeräten für 1 Mann 300 bis 700 qm, mit Kehrmaschinen für 1 Pferd 5000 bis 9000 qm. Hierbei hat die Kehrmaschine eine Arbeitsbreite von 1,5 bis 2 m und erfordert zu ihrer Bedienung und zur weiteren Behandlung des an die Bordschwellen gefegten Kehrichts etwa 10 Mann.

Neuerdings sind auch (in London) Versuche mit Kehrautomobilen gemacht worden (Z. f. Tr. u. Strb. 1913 Nr. 23), wobei der durch eine etwa 1,30 m hohe und 1,50 m lange zylindrische Bürste mit Piassavabesen hochgenommene Kehricht in einen hinter derselben befindlichen Sammelbehälter geworfen wird. Die Drehung der Bürstenwalze erfolgt unabhängig von der Fahrgeschwindigkeit mit 120 Umdrehungen in der Minute. Die stündliche Leistung wird auf 2000 qm Strafsenfläche angegeben.

Auch sind in neuester Zeit Staubsaugmaschinen, z. B. als Kraftwagen (Z. f. Tr. u. Strb. 1912 Nr. 17), verwendet worden, wobei der Saugventilator durch den Antriebmotor betätigt wird. Der Staub wird dabei durch Wasserdampf aus einem kleinen Kessel angefeuchtet. Stündl. Leistung etwa 1500 qm Strafsenfläche.

Die jährlichen Reinigungskosten werden für Grofsstadtstrafsen bei Asphaltpflaster auf 0,40 *M*, bei Steinpflaster auf 0,25 *M* und bei Schotterstrafsen auf 0,12 *M* für 1 qm und Jahr angegeben (durchschnittlich in den deutschen Grofsstädten 0,225 *M*).

Das **Begiefsen und Waschen** der Strafsen ist erforderlich zur Verhütung der Staubentwicklung, besonders bei dem Kehren, sowie zur Minderung der Hitze im Sommer. Es dient ferner zur Erweichung des festgefahrenen Schmutzes bei Asphalt und Holzpflaster, darf jedoch bei Frostwetter nicht vorgenommen werden. Das Besprengen wird mittels Giefskanne oder mittels Rollschläuche, die an die Hydranten angeschlossen werden, oder ferner mittels Handsprengkarren von 250 l Inhalt, 2 m Sprengbreite und rd. 600 bis 650 qm besprengter Fläche für 1 Füllung bzw. mittels einspänniger Sprengwagen von rd. 1500 l Inhalt, 4 m Sprengbreite bei wagerechtem Brauserohr (6 bis 8 m bei Türkeschem Turbinen-Schleuderapparat) und einer täglichen Leistung von 12 ha besprengter Fläche bei 40 Füllungen ausgeführt. Für eine einmalige Besprengung wird gerechnet bei Asphalt $^1/_2$ l, bei Steinpflaster $^1/_2$ bis $^2/_3$ l, bei Schotter und Kies $^2/_3$ bis 1 l Wasser für 1 qm. Die Kosten betragen bei einem Wasserpreis von 0,10 bis 0,15 *M*/cbm und Sprengwagenbetrieb zwischen 0,04 und 0,08 *M* für 1 qm. Zu erwähnen sind noch Automobilsprengwagen mit Druckluftwassersprengung (Berlin), die gestatten, eine Fahrdammbreite bis zu 16 m bei einmaliger Fahrt zu besprengen, wodurch gegenüber der sonst üblichen mehrfachen Streifenbesprengung eine erhebliche Zeitersparnis erzielt wird.

Derartige Druckluftsprengwagen sind auch als Strafsenbahnmotorwagen gebaut worden (u. a. in Cöln und Hannover).

Das Waschen und Reinigen der Asphalt- und Holzstrafsen erfolgt meist in der Art, dafs die Strafse zunächst besprengt wird, um den Schmutz aufzuweichen. Alsdann erfolgt nach $^1/_4$ bis $^1/_2$ Stunde eine nochmalige gründliche Sprengung und unmittelbar dahinter die Reinigung mittels Kehrmaschine oder Bürste und Gummikratze. Hierauf bei Asphaltpflaster Bestreuen mit Kies.

Neuerdings sind zur Reinigung der Asphaltstrafsen besondere vereinigte Wasch- und Kehrmaschinen (Berlin) eingeführt worden, welche den Arbeitsvorgang des Waschens und Kehrens gleichzeitig ausführen. Der Betrieb erfolgt dabei entweder mit Pferden oder in neuester Zeit auch mit elektromotorischem Antrieb (Waschautomobile).

In Berlin waren im Jahre 1913 40 Stück im Gebrauch, deren stündl. Leistung zu 5800 qm angegeben wird; die Betriebskosten betragen täglich bei 8stündiger Arbeit 18,55 bzw. 0,40 *M* für 1000 qm Reinigungsfläche, während letztere bei Pferdebetrieb 0,52 *M* betragen.

Aufser dieser in der Regel nachts von $^1/_2$12 Uhr ab stattfindenden gründlichen Reinigung ist in den belebteren städtischen Strafsen bzw. auf den Marktplätzen während des ganzen Tages für **Fortschaffen der Abfallstoffe** und sonstiger groben Verunreinigungen durch Handarbeit Sorge zu tragen, wobei der Kehricht einstweilen in Schmutzkasten aufgesammelt wird, die auf den Bürgersteigen dicht an der Bordschwelle

(in etwa 0,70 m Abstand) aufgestellt sind; auch erfolgt vereinzelt (auf besonders verkehrsreichen Strafsen Berlins) die Beseitigung der Abfallstoffe in besondere, in den Bordschwellen eingebaute Abfallschächte, die an die Kanalisation angeschlossen sind.

Zur **Beseitigung des Staubes** auf Asphaltstrafsen sind in Berlin seit einiger Zeit erfolgreiche Versuche mit Oelbesprengungen (verdünntes Westrumit 1 : 100) gemacht worden, die auch auf den verkehrsreichsten Strafsen die Staubbildung auf etwa 2 bis 3 Monate verhinderten. Ebenso hat sich auch auf Steinpflaster die Besprengung mit Antistaubit (Chlormagnesiumlauge) in Lösung 1 : 3 bewährt, wodurch der Verbrauch an Sprengwasser ermäfsigt werden konnte.

Auch bei Frost hat sich Antistaubit gut bewährt, da nicht nur der Staub dadurch niedergehalten wurde, sondern auch festgefrorener Strafsenschmutz gelöst wurde und durch die Kehrmaschinen leicht zu entfernen war.

Die **Schneebeseitigung** geschieht in gröfseren Städten durch Handgeräte und Schneepflüge, letztere mit schräg zur Strafsenachse gestellten, gekrümmten ein- oder mehrteiligen Kratzeisen (Abziehmaschinen) bestehend, werden meist von Pferden gezogen, indessen sind auch Schneepflüge in Verbindung mit Lastautomobilen oder Strafsenbahnwagen in Gebrauch.

Der Schnee wird entweder nach besonderen Ablagerungsplätzen gefahren oder in die Wasserläufe bzw. auch in die Entwässerungskanäle (Schnee-Einfallschächte) geworfen.

In Berlin werden für die Räumung der Kanalisationsleitungen 0,07 ℳ/cbm Schnee berechnet, während das Abfahren des Schnees nach auswärtigen Lagerplätzen rd. 1,10 ℳ/cbm beträgt.

Auch sind Versuche mit Schneeschmelzungseinrichtungen vorgenommen worden, die indessen der hohen Kosten und des meist umständlichen Verfahrens wegen wenig aussichtsvoll erscheinen.

D. Wegerecht.

Die auf **Anlage und Unterhaltung der Wege** und städtischen Strafsen bezüglichen wichtigeren **gesetzlichen Bestimmungen** sind enthalten:

im Allgemeinen Landrecht,
im Bürgerlichen Gesetzbuch nebst Einführungsgesetz,
im Gesetz über die allgemeine Landesverwaltung vom 30. 7. 1883,
in der Zivilprozefsordnung für das Deutsche Reich vom 17. 5. 1898,
in der Landgemeindeordnung vom 3. 7. 1891,
in der Kreisordnung,
im Gesetz betr. die Regelung der Hand- und Spanndienste bei Landstrafsenbauten vom 21. 6. 1875,
in der Grundbuchordnung vom 24. 3. 1897,
im Kommunalabgabengesetz vom 14. 7. 1893,
in der Städteordnung,
in den Baupolizeiverordnungen und
in den die Bebauung von Strafsen betreffenden Ortsstatuten.

Ferner kommen besonders bezüglich der Wegebaulast in den einzelnen Provinzen oder Landesteilen noch zahlreiche, meist ältere Provinzialrechte sowie die gemäfs § 120 der Provinzialordnung seitens der Provinziallandtage aufgestellten Wegeordnungen für die einzelnen Pro-

vinzen in Betracht. Näheres hierüber Germershausen, Das Preufsische Wegerecht I. 2. Aufl. § 12 bis 27.

Für die **Aufstellung der Entwürfe** sind mafsgebend:

1. In **Preufsen:** Die Zirkularverfügung des Handelsministeriums vom 17. Mai 1871, betr. die Aufstellung von Entwürfen und Kostenanschlägen für den Bau von Kunststrafsen.

2. In **Bayern:** Die Ministerialentschliefsung vom 26. März 1874 Nr. 3724, betr. Behandlung der Entwürfe für Staatsstrafsen, Brücken, Durchlässe usw.

3. In **Baden:** Die Verordnung vom 30. Juli 1864 (Verordnungsblatt von 1864 S. 15).

Auszug
aus der unter 1. genannten Bestimmung.

I. Aufstellunng des Entwurfes.

Uebersichtskarten im Mafsstab 1 : 20 000 bis 1 : 200 000.

Lagepläne zur Darstellung des Entwurfes im Mafsstab 1 : 5000. Enteignungskarten im Flurkartenmafsstab, bei schwierigen Stellen im Mafsstab 1 : 625, 1 : 1000 und 1 : 1250.

Die Chausseelinien sind in Stationen von 100 m Länge zu teilen.

Bei je 50 m ist ein Zwischenpunkt einzuschalten. Jede 10. Station ist durch eine römische Ziffer als Hauptstation hervorzuheben.

Im Längsprofil werden die Längen im Mafsstab des Lageplans (gewöhnlich 1 : 5000) aufgetragen, die Höhen in einem 25 fach gröfseren (gewöhnlich 1 : 200).

Die höchsten und niedrigsten Wasserstände der die projektierte Strafsenlinie berührenden Gewässer sind einzuzeichnen.

Querprofile müssen rechtwinklig zur Mittellinie des Strafsenplanums aufgenommen (u. zw. bei allen erheblichen Aenderungen der Erdoberfläche) und im Mafsstab 1 : 200 aufgezeichnet werden. Die Normalprofile für die Steinbahn, Quergefälle, Böschungen usw. dagegen im Mafsstab 1 : 100.

Entwürfe von Kunstbauten sind bis 50 m lichter Weite des Bauwerks im Mafsstab 1 : 100 zu zeichnen, die Einzelheiten im Mafsstab 1 : 50, 1 : 25 oder 1 : 10, je nachdem dies die deutliche Darstellung erfordert. Bei Plänen von Dienstgebäuden, Futtermauern genügt 1 : 100.

In den Entwürfen von Brücken über 5,0 m Länge sind die Ergebnisse etwaiger Bodenuntersuchungen und die Wasserstände einzuzeichnen.

Mafsstäbe (und eine Standlinie in den Karten) sind allen Plänen beizugeben.

In sämtlichen Zeichnungen sind die wichtigsten Abmessungen einzutragen.

II. Lage und Gefälle des Strafsenzuges.

Lage der Strafse. Die Strafsen sind dem Gelände tunlichst sich anschliefsend und auf trockenen Untergrund zu legen, so dafs starke Krümmungen vermieden werden. Sind letztere nicht zu umgehen, so ist bei einem mittleren Halbmesser von 75 m und weniger auf eine angemessene Verbreiterung der Strafse bzw. der Steinbahn Bedacht zu nehmen.

Gefälle. Hohe Auf- und Abträge sind tunlichst zu vermeiden, übermäfsige Steigungen sollen ohne dringende Notwendigkeit nicht vorkommen. Dabei ist ein häufiger Wechsel des Steigens und Fallens zu vermeiden und bei Ueberschreitung von Bergen und Wasserscheiden die Verteilung des Gefälles in der Art anzustreben, dafs, bevor die gröfste Höhe erreicht ist, die einmal gewonnene Höhe ohne besondere Umstände nicht aufgegeben wird.

Als gröfste Steigungen gelten in der Regel:

a) in gebirgigen Gegenden 5 %, b) im Hügellande 4 %, c) im Flachlande 2,5 %. Das Gefälle ist nur nach ganzen Millimetern für 1 m Länge zu wählen.

Bei anhaltenden Steigungen von gröfserer Gesamthöhe als von 30 m und wenn eine stärkere Steigung als von 4 % angewendet wird, ist auf jede folgende Höhe von 30 m die Steigung um je ½ % zu vermindern, bis dieselbe 4 % erreicht hat.

Ruheplätze. Können die Steigungen von mehr als 4 % auf längeren Strecken nicht vermieden werden, so sind in Entfernungen von 600 bis 800 m Ruheplätze von wenigstens 30 m Länge, denen höchstens eine Steigung von 1 % gegeben werden darf, anzulegen.

Wagerechte Strafsen sind nur dann zulässig, wenn die Strafse eine freie Lage hat und eine besonders gute Entwässerung stattfindet.

Die Strafsenkrone ist wenigstens 0,6 m über den bekannten höchsten Wasserstand, der die Strafsen erreicht, zu legen.

III. Anlage der Strafse.

Breite der Strafse. Die Breite des Planums richtet sich im allgemeinen nach dem Verkehr und der hierdurch bedingten Breite der Steinbahn, zugleich aber auch nach dem Erfordernis eines Sommerweges.

In der Regel ist dem Planum nicht über 12 m und nicht unter 9 m Breite zu geben. Hinsichtlich der Verbreiterung in Krümmungen s. o.

Gräben. Liegt das Planum nicht mindestens 0,6 m über dem Gelände, oder ist es ganz oder teilweise in das Gelände eingeschnitten so ist auf beiden Seiten, bzw. auf der einen Seite ein Graben anzulegen. Aufserdem sind überall da, wo durch die Anlage der Strafse der natürliche Abflufs des Wassers behindert oder eingeengt wird, Vorflutgräben anzulegen.*)

Die Abmessungen der Gräben richten sich nach der abzuführenden Wassermenge und nach ihrem Gefälle.

Die **Grabenböschungen** sind in der Regel $1\frac{1}{2}$fach anzulegen, eine 1fache Anlage ist nur ausnahmsweise in genügend begründeten Fällen zulässig.

Gepflasterte Rinnen. In gebirgigem Gelände und bei seitlichem tiefen Einschnitt ist es zulässig, anstatt des Grabens eine gepflasterte Rinne von 1 bis 1,5 m Breite anzulegen. Hierbei ist es geboten, das Wasser häufig seitwärts unter die Strafse hindurch abzuführen.

Die **Breite des Schutzstreifens** längs des äufseren Grabenrandes oder am Fufse von Dammschüttungen beträgt bei mittlerem und schlechtem Land 0,6 m, bei gutem Land 0,5 m.

Böschungen. Alle Aufträge in reinem Sandboden, sofern die Böschungen nicht mit guter Erde bedeckt werden, erhalten eine 2fache, in anderen Bodenarten eine $1\frac{1}{2}$fache Anlage. Den Abträgen ist nach Beschaffenheit des Bodens oder Felsens eine etwas steilere Anlage zu geben, doch darf nur in besonders festen Felsarten unter $\frac{1}{2}$fache Anlage herabgegangen werden. In niedrigen Einschnitten sind dagegen zur Verhütung von Schneeverwehungen die Böschungen abzuflachen.

Strafsendämme über moorigem oder nachgiebigem Grunde sind mit breiten Banketts, die bis zum höchsten Wasserstand reichen, herzustellen. Ist die Strafse Hochwasserfluten oder dem Wellenschlag ausgesetzt, so ist auf geeignete Befestigungen oder flache Böschungen Bedacht zu nehmen.

Das **Quergefälle** der Steinbahn richtet sich zum Teil nach dem Längsprofil der Strafse, so dafs bei starkem Gefälle ein geringeres Quergefälle angewendet wird, auferdem wird das Quergefälle durch die Härte des Schotters bedingt.

Nach erfolgter Befestigung mufs die Steindecke bei festem Baustoff ein Quergefälle von 3 bis 5 cm, bei mäfsig festem von 5 bis 6 cm für 1 m der halben Breite der Steinbahn aufweisen.

Der Sommerweg und die Bankette erhalten ein Quergefälle von 3 bis 5 cm für 1 m Breite.

Die **Steinbahnen** werden, den örtlichen Verhältnissen entsprechend, verschieden hergestellt, u. zw.

a) aus einer Packlage mit Steinschlagdecke;
b) aus einem Unterbau von Grobschlag mit Steinschlagdecke;
c) aus Kies (Grand);
d) aus Kiesunterbau mit Steinschlagdecke;
e) aus einem Unterbau von Eisenschlacken oder Rasenerz mit Steinschlagdecke;
f) aus Pflaster von natürlichen Steinen;
g) aus hartgebrannten Ziegeln, sog. Klinkern.

Die **Gröfse der Steinstücke zur Packlage** richtet sich nach der Stärke dieser Lage, diejenige zu der etwa erforderlichen Mittellage dagegen nach der Beschaffenheit des Gesteins. Die Steinstärke zur Decklage darf bei festem Gestein nicht über 3 bis 4 cm und bei weniger festem nicht über 4 bis 5 cm betragen.

Die **Klinkerbahnen** erhalten wie das Pflaster eine Unterbettung von Kies oder reinem Sande, für erstere von 20 bis 45 cm, für letztere von 15 bis 20 cm Stärke. Nach Fertigstellung ist auf erstere eine 13 cm starke reine Sandschicht, auf letztere und zum Einfegen eine 4 cm starke Pflastersandschicht aufzubringen.

---

*) Statt der Gräben werden schmale mit Schotter gefüllte Rigolen empfohlen in Zeitschrift für Transportwesen 1891.

Der Sommerweg ist in der Regel mit Kies in mehreren Lagen von zusammen 8 cm Stärke zu befestigen. Die Befestigung des Banketts richtet sich nach der Beschaffenheit des Bodens.

IV. Durchlässe, Baumpflanzungen und Sicherheitsanlagen.

Durchlässe unter der Strafse dürfen nicht weniger als 0,5 m lichte Weite und Höhe erhalten. Werden Rohre eingelegt, so darf der innere Durchmesser nicht unter 0,25 m betragen, auch mufs der Rohrstrang in gerader Linie liegen. Seitendurchlässe müssen solche Abmessungen erhalten, wie sie der Wasserabflufs und eine gute Räumung erfordern.

Bei Baumpflanzungen ist die Entfernung der Bäume voneinander stets nach ganzen Metern zu bemessen. Die zu pflanzenden Bäume müssen wenigstens 5 cm im Durchmesser und 2,5 m Stammhöhe haben.

Geländerpfosten sind in der Regel auf 4,0 m Entfernung zu setzen. Die daran befestigten Holme müssen mit ihrer Oberfläche wenigstens 1,0 m über der Strafsenkante liegen.

Werden Schutzsteine angewendet, so sind sie nach Erfordernis in Entfernungen von 1,5 m, höchstens von 2 m und so zu setzen, dafs sie wenigstens 0,75 m über die Planumkante hervorragen.

Die Veranschlagung von Erdarbeiten in ebenem Gelände, auf dem die Herstellung des Strafsenplanums weder nennenswerte Auf- noch Abträge nötig macht, kann nach laufenden Metern erfolgen, wenn die jedesmalige Planumbreite und das Querprofil der Seitengräben angegeben wird. In anderen Fällen ist nach den Längen und Querprofilen eine Massenberechnung nebst Dispositionstafel zu fertigen. Zum Titel Erdarbeiten gehören auch die Kosten für etwaige Drainierungen und für die Unterhaltung der Böschungen bis zum Anbau der Steinbahn.

Für die **Reinigung öffentlicher Wege** ist in Preufsen am 1. Juli 1912 ein besonderes Gesetz erlassen, das den Gemeinden die polizeimäfsige Reinigung öffentlicher, vorwiegend dem inneren Verkehr der Ortschaft dienender Wege, einschl. der Schneeräumung, des Bestreuens mit abstumpfenden Stoffen und des Besprengens zur Verhinderung von Staubentwicklung als eine „von der Ortspolizeibehörde erzwingbare öffentliche Last“ auferlegt. — Durch Ortsstatut kann diese Verpflichtung auf die Wegeanlieger ganz oder teilweise übertragen werden.

12. ABSCHNITT.

Städtebau.*)

A. Die Aufgaben des Städtebaues.

Die Stadtanlagen sollen unter Verwertung der Errungenschaften der jeweiligen Zeit den vollkommensten und schönsten Ausdruck für die menschliche Neigung gemeinsamen Wohnens bei möglichst günstiger Ausgestaltung der Lebens- und Erwerbsbedingungen bilden.

Es ist das voraussichtliche Bedürfnis der nächsten etwa 25 bis 50 Jahre und die hiernach erforderliche Fläche zu berücksichtigen.

Die Eignung des Bodens für die Errichtung von Bauten, die Art der Bebauung, Baublockgestaltung und -bemessung sowie die Höhenbegrenzung der Gebäude mufs unter Unterscheidung der engeren städtischen und der weiteren ländlichen Bauweise festgestellt werden.

Alle städtebaulichen Anlagen müssen baukünstlerisch unter Berücksichtigung des Gesamteindrucks und der Anpassung an ihre natürliche Umgebung durchgebildet werden.

Die **Kosten** der Wohnungen müssen im richtigen Verhältnis zum Einkommen der für dieselben bestimmten Bevölkerungsklassen stehen. Hierauf ist zu achten bei Einschränkung der Bodenausnutzung, Regelung der Bebauungsweise und Aufstellung von Anforderungen an Wohnungs- und Strafsenbauten. — Anlage von Wohnkolonien, Gartenvorstädten und Gartenstädten.

Hygienische Aufgaben: Rücksicht auf Reinhaltung des Bodens, der Luft und des Wassers, auf ausreichende Belichtung und Besonnung, Vermeidung der Anlage zugiger Strafsen, Errichtung nur mäfsig hoher

---

*) Die Abbildungen sind z. T. entnommen aus: Stübben, J., Der Städtebau, Handb. d. Arch., 2. Aufl., 9. Halbbd. Stuttgart 1907. — Brix, J., Die ober- u. unterirdische Ausgestaltung d. städt. Strafsenquerschnitte. Städtebauliche Vorträge a. d. Seminar f. Städtebau, hrsg. von Brix u. Genzmer, Berlin 1908, Bd. I, Heft 1. (Im folgenden St. V. abgekürzt.) — Ders., Kanalisation u. Städtebau. St. V. 1910, III, 1. — Genzmer, F., Die Gestaltung d. Strafsen- u. Platzraumes, St. V. 1909, II, 1. — Baumeister, R., Bauordn. u. Wohnungsfrage, St. V. 1911, IV, 3. — Ferner wird aufser den im Texte enthaltenen Literaturangaben u. a. noch verwiesen auf: Baumeister, R., Strafsenerweiterungen, Berlin 1876. — Henrici, Beiträge zur prakt. Aesthetik im Städtebau, 1894. — Friedrichs, R., Kommentar z. preufs. Fluchtliniengesetz v. 2. VII. 1875, 6. Aufl., Berlin 1905. — Grundsätze d. Städtebaues, Verl. D. B., Berlin 1907. — Brinkmann, A. L., Platz u. Monument, Berlin 1908. — Schultze-Naumburg, Kulturarbeiten, insbes. Bd. 2, Gärten, Bd. 3, Dörfer u. Kolonien und Bd. 4, Städtebau, hrsg. vom Kunstwart, München 1909. — Eberstadt, R., Handb. d. Wohnungswes. u. d. Wohnungsfrage, 2. Aufl., Jena 1910. — Ders., Neue Studien über Städtebau und Wohnungswesen, Jena 1912. — Unwin, R., Grundlagen des Städtebaues, Berlin 1910. — Baumeister, Der Städtebau in Deutschland unter Kaiser Wilhelm II., Berlin 1914. — Stübben, J. u. Brix, J., Die Hygiene des Städtebaues, Leipzig 1914. — Zeitschr. „Der Städtebau", begr. von Th. Goecke u. Camillo Sitte. — St. V. a. d. Seminar f. Städtebau, hrsg. von J. Brix u. F. Genzmer. — Handbuch der Kommunal-Wissenschaften, Jena 1914.

Häuser, Schaffung von luftverbessernden Rasen- und Wiesenflächen, Park- und gärtnerischen Anlagen, dsgl. von Badegelegenheiten, Bekämpfung der Rauchplage und des übermäfsigen Lärms in den Städten, z. B. durch Anlegung der Industrie- und Fabrikviertel in den der herrschenden Windrichtung abgekehrten Gebieten und durch örtliche Zusammenfassung der gewerblichen, mit Lärm verbundenen Betriebe u. a. m.

Bau- und verkehrstechnische Aufgaben unter B. (S. 639).

An **Gesetzen und Vorschriften** sind zu beachten: die Enteignungsgesetze, die Fluchtliniengesetze (vgl. preufsisches Fluchtliniengesetz vom Juli 1875), Wohngesetze (für Preufsen Entwurf von 1914), Ansiedlungsgesetz (Gesetz vom 10. August 1904, betr. Gründung neuer Ansiedlungen, Ausf.-Anw. vom 28. Dezember 1904, Min.-Bl. 1905) und die Bauordnungen.*) Aufserdem Gesetze für zwangsweise Zusammenlegung von Grundstücken (in Preufsen die lex Adickes vom 28. Juli 1902), ferner Gesetze gegen die Verunstaltung von Stadt und Land, zur Erhaltung von Natur- und Baudenkmälern**) und behufs Bildung von Zweckverbänden.

Den Erfordernissen des **Verkehrs** ist durch gute Strafsenverbindungen, Strafsenbahnen, Hoch- und Untergrundbahnen, Eisenbahnen unter Beseitigung der Uebergänge in Schienenhöhe und Schiffahrtswege nachzukommen. Stets ist ein systematisch durchgebildetes Verkehrsnetz aufzustellen, das sich über das ganze Gelände erstreckt, alle bestehenden und neu anzulegenden Stadtteile oder benachbarte Gemeinwesen miteinander sowie die Industrie- und Fabrikgebiete durch Industrie- und Anschlufsbahnen mit den Hauptbahnen in gute Verbindung bringt.

Ueber **Entwässerung** der Orte unter B (S. 640). Anlagen zur Klärung oder Beseitigung der Abwässer sind von den Wohngebäuden entfernt anzuordnen.

Eine der wichtigsten Vorfragen betrifft die **Wasserversorgung.** Verfügbare grofse Wassermengen können, abgesehen von ihrem gesundheitlichen Wert, als belebendes Element künstlerischer Anlagen dienen. Näheres R. Borrmann, Monumentale Wasseranlagen usw. Städtebauliche Vorträge 1909.

Beim **Strafsenbau** ist darauf zu achten, dafs den Strafsen die dem zu erwartenden Verkehr zweckentsprechenden Breiten und die den Zwecken der Strafse entsprechenden Befestigungsarten gegeben werden.

Die städtebaulichen technischen Mafsnahmen,

die durch die Stadt- und Ortsbaupläne zur entwurfsmäfsigen Darstellung kommen, erstrecken sich auf:

1. Ortsneuanlagen (Stadt- und Ortsgründungen, Gartenstädte, Wohnkolonien, Arbeitersiedlungen mit und ohne Neugründung industrieller Anlagen),
2. Stadterweiterungen (einschl. Entfestigungen),
3. Sanierungen (Abbruch und Wiederaufbau von Baublöcken sowie Umgestaltung ganzer Stadtteile),

*) Beisp. Das Bauges. f. d. Königr. Sachsen v. 1. VI. 1900.

**) Preufs. Ges. v. 2. VI. 1902 u. 15. VII. 1907. Hess. Ges. betr. Denkmalschutz v. 16. VII. 1902.

4. Freilegungen und Platzneugestaltungen,
5. Straſsendurchbrüche sowie Platz- und Straſsenregulierungen.

B. Stadt- und Ortsbaupläne.

1. Bebauungsarten.

Folgende Bebauungsarten müssen unterschieden werden:

1. Geschlossene Bebauung (Abb. 1)
   a) mit Hinterflügeln und Hinterhäusern bei nicht zusammenhängenden Hofflächen, aus gesundheitlichen Gründen zu verwerfen;

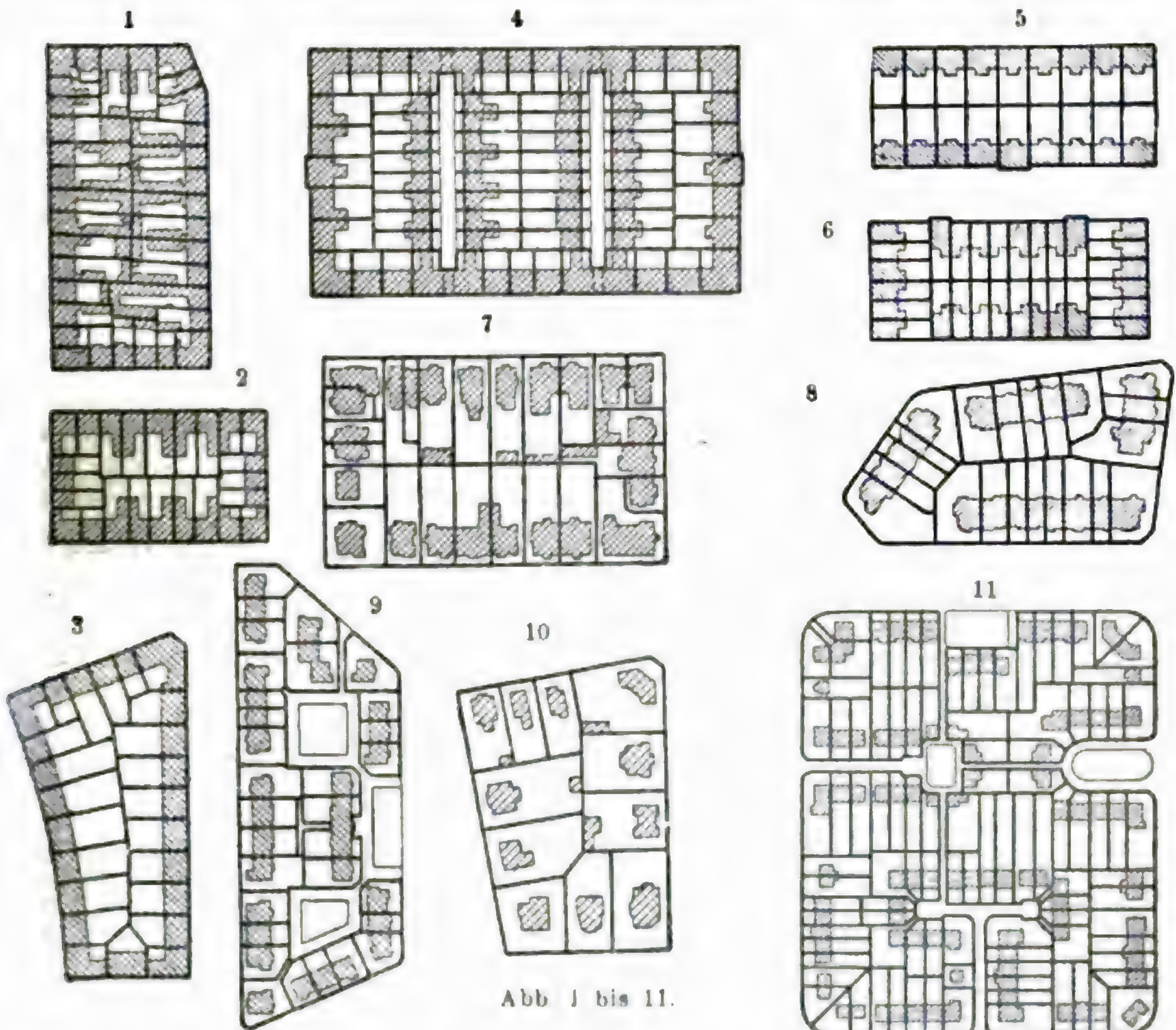


Abb. 1 bis 11.

   b) mit Flügelbauten unter Erhaltung einer unbebauten Fläche mit einheitlichem Luftraum (Abb. 2);
   c) ohne Hintergebäude, erstrebenswerter Zustand (Abb. 3);
   d) mit verbesserten Wohnhöfen (Abb. 4).
2. Halboffene Bauweise
   a) mit offenen Querseiten (Abb. 5);
   b) mit bebauten Querseiten nach englischem Vorbild (Abb. 6).
3. Offene Bauweise
   a) mit Bauwich (Abb. 7), nicht empfehlenswert — Verzettelung der unbebauten Flächen, Bildung von Zugluft, vermehrte

Baukosten ohne gesundheitlichen Mehrwert gegenüber halboffener Bebauung;
b) mit Gruppenbau (Abb. 8, S. 639);
c) mit Innenplätzen — Riedtli-Quartier Zürich (Abb. 9, S. 639);
d) mit Einzelhäusern in gröfseren Abständen (landhausmäfsige Bauweise) (Abb. 10, S. 639);
e) Verbindung offener und halboffener Bauweise mit Innenplätzen und Verbindungsstrafsen nach Vorbildern der englischen Gartenstädte (Abb. 11 S. 639).

2. Mafse der Baublöcke und sonstige Angaben.

Empfehlenswerte und zulässige Mafse der Baublöcke: Baublöcke für Miet- und Geschäftshäuser 60 bis 80 m Tiefe, 120 bis 160 m Länge; für Familienhäuser geschlossen oder halboffen mit Hintergärtchen 80 m Breite, 120 bis 200 m Länge; Baublöcke mit ganz offener Bauweise (Landhausviertel) Tiefe 80 bis 120 m, Breite 150 bis 200 m, in besonderen Fällen 250 m; Baublöcke in Industrievierteln Tiefe 100 bis 200 m, Länge 200 bis 300 m.

In der Regel sind auf je 10 000 Einwohner je eine Volksschule für Knaben und Mädchen, eine Mittelschule oder eine höhere Töchterschule; auf je 20 000 Einwohner ein Gymnasium, eine Realschule, eine Oberrealschule, eine Töchterschule; bis zu 50 000 Einwohnern ein Krankenhaus und auf je 15 000 bis 20 000 Einwohner eine Kirche vorzusehen.

Die Bevölkerungszahl (Wohndichte) auf 1 ha Baugebiet einschl. der Strafsenfläche ist bei sehr dichter Bebauung mit hohen Häusern in älteren Stadtgebieten in der Regel 600 bis 1000 und in neueren, dichter bebauten Stadtgebieten rund 400, bei geschlossener, aber weiträumiger Bebauung rund 250, bei halboffener Bauweise (Reihenbau) mit höchstens zwei Obergeschossen 150 bis 200, bei offener landhausmäfsiger Bauweise 80 bis 120, durchschnittlich 100.

3. Die städtischen Strafsen.

a) Allgemeines.

Die Hauptstrafsenzüge sind vom Stadtkern aus möglichst in radialer Richtung entsprechend dem Verkehrserfordernis zu führen.

Eine Grundbedingung ist die Entwässerungsmöglichkeit, namentlich eine gute Führung der Hauptentwässerungskanäle. Es empfiehlt sich daher, Strafsenzüge längs der Bäche, Flutgräben und unter Verbindung der Geländemulden anzulegen. Vielfach werden solche Strafsen mit Grünflächen verbunden. Die Strafsen sind in der Regel 0,5 m über dem höchsten Hochwasserstande anzulegen. Zwischen den Hauptstrafsen erfolgt die Anlage von Nebenstrafsen, wobei eine klare Scheidung zwischen Verkehrs- und Wohnstrafsen stattzufinden hat.

Bei der Anlage von Strafsennetzen kommen die rechteckige, die drei- und vieleckige, die diagonale, die radiale oder strahlenförmige und die ringförmige Anordnung der Strafsen in Betracht.

Für die Bebauung ist die Rechteckform der Baublöcke oder doch deren rechtwinklige Abkantung am vorteilhaftesten; der Verkehr ver-

langt aber möglichst kurze Wege, weshalb die Hauptverkehrsstrafsen von den Stadtkernen aus meist strahlenförmig angelegt werden, während für sonstige wichtigere Verkehrsverbindungen diagonale, in geeigneten Fällen auch wohl ringförmige Anordnungen bevorzugt werden.

Für die Schaffung von Einblicken nach Strafsen und Plätzen mit Gebäudeabschlüssen, nach Denkmälern usw., nach Naturdenkmälern und Landschaftsbildern (Panoramastrafse) ist zu sorgen. Namentlich bei Strafsendurchbrüchen und Strafsenverbeiterungen ist hierauf zu rücksichtigen. Hierbei empfiehlt sich bei Schonung erhaltungswürdiger Gebäude und Wirtschaftlichkeit die gebrochene oder gekrümmte Linienführung; selbst Versetzungen sowie zum Teil lediglich einseitige Verbreiterungen an der Seite der gröfseren Grundstücktiefen erweisen sich oft zweckmäfsig.

b) Richtungs- und Steigungsverhältnisse.

Die Richtungsverhältnisse der Hauptstrafsen sind oft durch die bestehenden Verkehrs- und Geländeverhältnisse bestimmt. Uebermäfsig lange gerade Strafsen ohne jede Unterbrechung sind zu vermeiden. Der Wechsel von geraden und krummen Strafsen ist zu begünstigen. Gerade und schwach gekrümmte Linien sind für Hauptverkehrsstrafsen und für geschlossene Bauweise von Vorteil. Die Hauptverkehrsstrafsen sollten, wenn in ihrem Gebiete etwa eine Schnellbahn in Frage kommt, keine stärkeren Krümmungen als 200 m Halbm. und sonstige Hauptstrafsen Krümmungshalbm. von in der Regel nicht unter 100 m erhalten. Konvexe Richtungs- und Steigungslinien sind zugunsten der konkaven zu vermeiden. Reine Nord-Süd- und Ost-West-Richtung ist auszuschliefsen; in unvermeidlichen Fällen sollte die Längsseite der Baublöcke in der Nord-Süd-Linie liegen. Auch sollte die Strafse nicht in der herrschenden Windrichtung verlaufen. Andernfalls empfehlen sich Verschiebungen der Strafsenachsen, um lästige durchgehende Windströmungen aufzuhalten. Ueber die meteorologischen Grundlagen des Städtebaues siehe näheres in Kassner, „Die meteorologischen Grundlagen des Städtebaues“, Städtebauliche Vorträge 1909, III. Bd. Heft 6.

Die stärksten Steigungen der Hauptverkehrsstrafsen sollten nicht über 2 bis 2,5 % bei ebenem, nicht über 3 % bei bewegtem und nicht über 4,5 % bei bergigem Gelände betragen. Die nicht dem Durchgangsverkehr dienenden Nebenstrafsen sowie Wohnstrafsen können stärkere Steigungen bis zu etwa 7 % und bei kurzen Wohnstrafsen selbst bis zu 9 und 10 % erhalten. Bei gröfseren Höhenunterschieden ist die Anordnung von besonderen Strafsenkehren und Treppenanlagen erforderlich, letztere auch bei Verbindung von verschieden hoch gelegenen Sackgassen mit Wendeplatz. Ueber Zickzackfuhrwege für steile Strafsen in besonderen Fällen Zentralbl. Bauv. 1906 S. 212.

Schroffe Steigungswechsel wirken meist unschön, sie sind durch Richtungsänderungen, Platzanlagen, Torbauten, Strafsenversetzungen und Vorsprünge dem Blick zu entziehen, sofern nicht auch durch sie besondere perspektivische oder architektonische Wirkungen erzielt werden sollen. Dem Verkehrsinteresse sind grofse Gefällwechsel keinesfalls dienlich.

Die Art der Strafsenbefestigung ist im Hinblick auf die Verkehrsverhältnisse entsprechend den Steigungsverhältnissen zu wählen. Während z. B. Steinpflaster (kleinere Steinbreiten bei gröfseren Steigungen) bei allen genannten Steigungen anwendbar ist, können Asphaltbahnen in der Regel nur bei Steigungen von 1,66 % bei schwachem und bis 1,4 % bei starkem Verkehr, zwischen Strafsenbahngleisen bis zu 1 % angewendet werden; Holzpflaster ist bis zu 3 %, bei sorgfältiger Streuung mit geeignetem Steinsplitt auch bis zu 5 % anwendbar.

c) Strafsenbreiten und Querprofile.

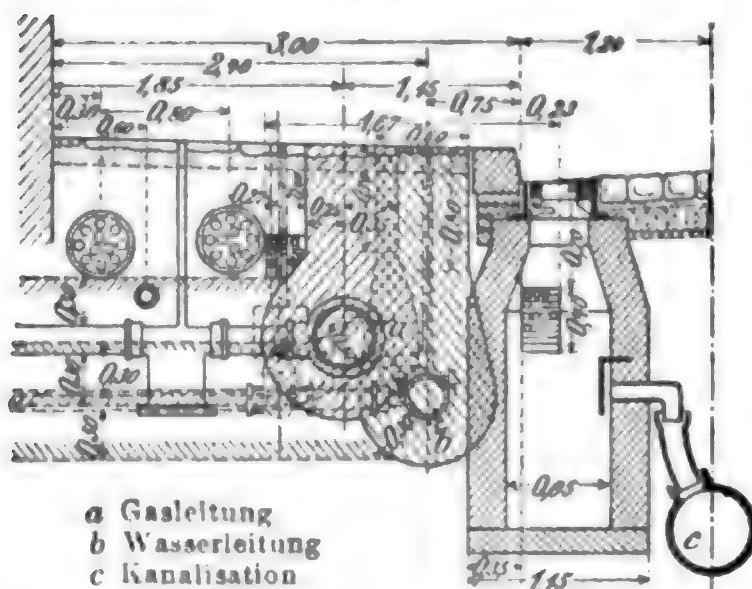
1. Das Quergefälle der Fahrbahn städtischer Strafsen ist von der mehr oder minder grofsen Ebenheit, von der geringeren oder gröfseren Rauhigkeit des Flächenelements und von der geringeren und gröfseren Neigung zur Wasseraufsaugung abhängig. Je geringer ein Quergefälle gewählt werden kann, desto günstiger ist dies für den Verkehr.

Gebräuchliche Querneigungen sind folgende:

für Chaussierung	3	bis	5 %	,
„ Steinpflaster	1 1/2	„	4 „	,
„ Holzpflaster	2	„	3 „	,
„ Asphaltierung	3/4	„	2 „	.

Die Bürgersteige erhalten Quergefälle von 2 bis 4 %. Die Höhe der Bordsteine über der Pflasterrinne beträgt in der Regel 10 bis 15 cm und kann behufs Erzeugung besserer Rinnengefälle in sehr flachgeneigten Strafsen zwischen 5 und 22 cm wechseln. Das Rinnenlängsgefälle sollte nicht unter 1 : 250 bis 1 : 200 betragen. Nur ausnahmsweise kann bis zu 1 : 400 gegangen werden. Das Rinnenquergefälle beträgt bei einer Breite des Rinnenstreifens von etwa 0,75 m 6 bis 12 %.

Abb. 12.



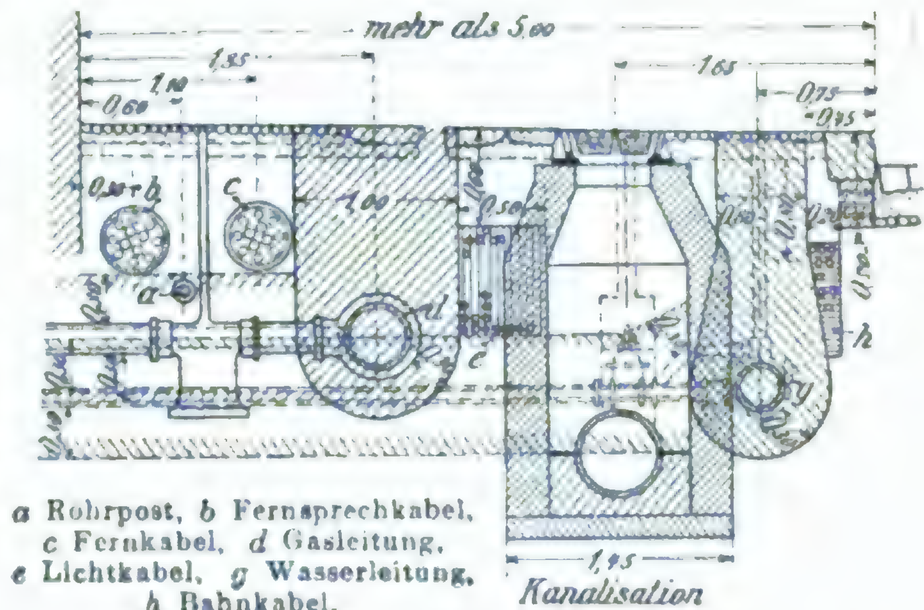
a Gasleitung
b Wasserleitung
c Kanalisation

2. Die Fahrbahnbreiten der Stadtstrafsen sind bedingt durch den Fuhrwerksverkehr. Die Anfangsmafse sind hierbei zweckmäfsig zu 5 bis 6 m anzunehmen; sie wachsen in gröfseren Städten durch Hinzufügung von je 2,5 m für jede weiter zu berücksichtigende Fuhrwerksreihe bis zu 20 und 21 m Einzelbreite bei ein- oder mehrteiligen, je nach Umständen symmetrisch oder unsymmetrisch anzuordnenden Fahrbahnen. Die zuletzt genannten Fahrbahnausmafse reichen auch bei eingebauten Bahngleisen für den gröfsten Grofsstadtverkehr aus.

Die Unterbringung aller Leitungen unter den Bürgersteigen ist anzustreben und dabei nach Möglichkeit, namentlich bei neuen Strafsen, der Grundsatz durchzuführen, dafs die tiefsten Leitungen zunächst den

Häusern zu liegen kommen. In Grofsstädten mit besonders grofser Leitungszahl empfiehlt sich bei sehr verkehrsreichen Bürgersteigen deren durchlaufende Unterkellerung zum Zweck der jederzeit zugänglichen Unterbringung der Versorgungsleitungen. Vgl. hierzu die in Abb. 12 skizzierte Berliner Normalie für die Unterbringung der Versorgungsleitungen unter Bürgersteigen von 3 m Breite. Hierbei liegen die Entwässerungsleitungen noch unter dem Fahrdamm; sollen auch diese unter dem Bürgersteig liegen, so ist in Berlin wegen der zahlreichen Leitungssysteme eine Bürgersteigbreite von mindestens 5 m erforderlich (Abb. 13).

Abb. 13.



a Rohrpost, *b* Fernsprechkabel, *c* Fernkabel, *d* Gasleitung, *e* Lichtkabel, *g* Wasserleitung, *h* Bahnkabel.

Die Fahrbahnbreiten billigerer Wohnstrafsen können bis auf 4,5 m verringert werden, die Bürgersteigbreite bis auf 1,5 m. In besonders sparsam anzulegenden Wohnstrafsen, die lediglich als Zugangswege mit geringem Fuhrverkehr für die Hausbedürfnisse dienen, kann eine einheitliche Bahn für Fuhr- und Personenverkehr angeordnet werden.

Hervorragende städtische Strafsen haben Breiten zwischen 40 bis 60 m und mehr. Z. B.

die Linden in Berlin	58 m,
„ Ringstrafse in Wien	57 „ ,
„ Ludwigstrafse in München	38 „ ,
„ Bülow-, Kleist- und Tauentzienstrafse in Berlin	44 „ .

Die Anlage von Mittelwegen ist erst bei Strafsen von etwa 30 m möglich. Bürgersteige mit Einzelbaumreihem sollten nicht unter 6 bis 7 m Breite angelegt werden.

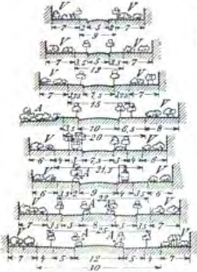
3. Die Bürgersteigbreiten in den Städten sind meist weniger vom Personenverkehr als von der Rücksichtnahme auf die Unterbringung der unterirdischen Leitungen oder auf die Anlage von Pflanzungen und Grünstreifen abhängig.

4. In Geschäftsstrafsen mittlerer oder gröfserer Städte, namentlich in Strafsen, die erst später gröfseren Verkehr zu erwarten haben, sind, wenn möglich, die Bürgersteige besonders breit zu halten und mit Pflanzungsstreifen auszustatten, die erforderlichenfalls später ganz oder teilweise zur Verbreiterung der Fahrbahn herangezogen werden können.

5. Für den Abstand der Hausbaufluchten voneinander ist in erster Linie die ausreichende Belichtung der Wohnräume mafsgebend, und demgemäfs sollten die Baufluchten mindestens um die mittlere Gebäudehöhe voneinander entfernt sein.

6. Wo sich bei Neuanlagen die für den Gebäudeabstand nötige Gesamtbreite, also Fahrbahnbreite und Bürgersteigbreite zusammengenommen, zu gering ergeben würde, ist der Gebäudeabstand durch Einschaltung von Vorgärten oder durch Verbreiterung der Bürgersteige unter Schaffung von Rasen- und Gartenstreifen zu vergrößern.

Abb. 14.



V Vorgarten, *A* Anlage.

7. Die Vorgartenbreiten sind im Hinblick auf den Zweck der Vorgärten, nämlich Dämpfung von Bodenerschütterungen durch den Strafsenverkehr, Milderung des Strafsenlärms, Abhaltung des Strafsenstaubes von den Wohnungen und Schaffung eines das Auge erfreuenden und die Luft verbessernden Pflanzenwuchses festzusetzen, wobei, abgesehen von Rücksprüngen zur Schaffung von kleinen Vorplätzen und aus architektonischen Rücksichten, 5 m als Mindestbreite bei Neuanlagen anzusehen sind.

8. Mittelpromenaden und gärtnerische Anlagen in grofsen Verkehrsstrafsen sind namentlich als Verbindungen von Parkanlagen zu begünstigen; auch Baumpflanzungen sind bei ausreichend breiten Bürgersteigen, jedoch mit Mafs und Ziel, und namentlich bei sehr sonnig gelegenen Strafsen und Bürgersteigen zu empfehlen.

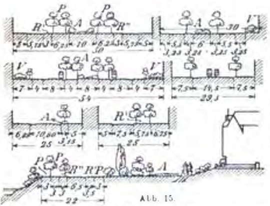


Abb. 15.

A Anlage, *P* Promenade, *R'* u. *R''* Reitweg, *V* Vorgarten.

Abb. 14 gibt Beispiele von Strafsenquerprofilen mit Vorgärten;

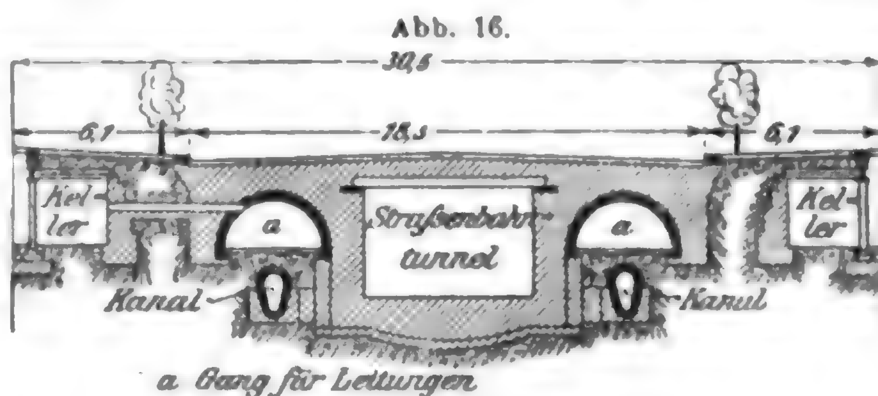
Abb. 15 Strafsenquerprofil mit Mittelpromenade und einer Uferstrafse mit grofsen Vorgärten.

9. In den Grofsstädten ist in den wichtigsten und belebtesten Hauptstrafsenzügen die Einteilung in besondere ober- und unter-

irdische Benutzungsstreifen zweckmäfsig. Ein Beispiel der unterirdischen Ausbildung einer Grofsstadtstrafse gibt Abb. 16 (London, Kingsway).

Der Schnellfuhr- und Durchgangsverkehr sollte tunlichst auf eine eigene mittlere, symmetrisch oder unsymmetrisch liegende Fahrbahn, geeignetenfalls unter Bildung eines besonderen Automobilbenutzungsstreifens, verwiesen werden, während die Seitenstrafsen dem Lokal- und Lastverkehr zu dienen haben. Ein besonderer Benutzungsstreifen für die Strafsenbahn, der als Rasenfläche ausgebildet und an den Seiten einer weitergehenden gärtnerischen Behandlung unterzogen werden kann, ist empfehlenswert.

Abb. 16.



a Gang für Leitungen

d) Nebenanlagen.

Abort- und Pissoirhäuschen mit Wasserspülung sollten an allen verkehrsreichen Punkten und in nicht zu weiten Entfernungen voneinander errichtet werden. In gröfseren Städten werden sie neuerdings unterirdisch angelegt, u. a. in Berlin, Charlottenburg, Dresden, Düsseldorf, London und Zürich.

Laternenpfähle und Leitungsmasten sind 0,60 bis 0,75 m von der Bordsteinkante entfernt aufzustellen.

Die Höhe der elektrischen Leitungen über der Strafsenoberfläche soll rd. 6 m betragen, ausnahmsweise mehr (bei Strafsenunterführungen nur 4 bis 4,50 m).

Oeffentliche Trinkwasserbrunnen und Hydranten. Erstere dienen hauptsächlich zum Tränken der Pferde und finden daher zweckmäfsig in der Nähe von Droschkenhalteplätzen, Bahnhöfen usw. auf den Bürgersteigen Aufstellung. Letztere sind sowohl für die Strafsenreinigung (zum Füllen der Sprengwagen) als besonders für die Feuerwehr sowie zum Besprengen der Marktplätze und Schmuckplätze erforderlich und werden gleichfalls in die Bürgersteige eingebaut.

Ferner sind Feuermelder, Anschlagsäulen, Kioske für Zeitungsverkauf usw. und Schmutzkasten ebenfalls auf den Bürgersteigen oder Inseln unterzubringen, und zwar erstere zweckmäfsig an Strafsenkreuzungen, letztere in der Mitte der einzelnen Strafsenstrecken.

Baumpflanzungen. Die Entfernung der Bäume von der Bordsteinkante ist zu etwa 0,75 m und von Baum zu Baum etwa zu 7 bis 8 m anzunehmen.

Bei befestigten Fufssteigen sind, um dem Wasser den Zutritt zu den Wurzeln zu ermöglichen, Baumscheiben von 1 bis 1,50 m Durchm. anzulegen. Zum Schutz der Rinde vor Beschädigungen sind eiserne Schutzgitter zweckmäfsig.

Strafsenschilder an den Strafsenecken sind bei geschlossener Bauweise und schmalen Bürgersteigen an den Eckgebäuden, in allen anderen Fällen dagegen nach Art der Wegweiser auszuführen und auf den Bürger-

steigen aufzustellen; Beleuchtungseinrichtung damit zu verbinden, erscheint nach dem Vorgange von Charlottenburg zweckmäfsig.

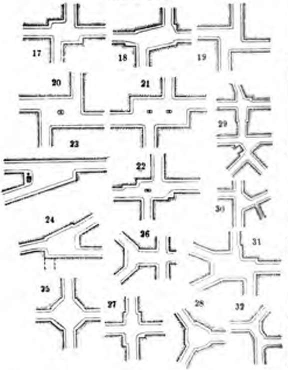
e) Strafsenverbreiterungen.

Strafsenverbreiterungen werden sowohl ein- als zweiseitig hergestellt, entweder aus Verkehrsrücksichten zwecks Schaffung von Wartestellen für Fuhrwerke, Ausweiche und Wendeplätzen (letztere für Automobile bei 15 m Fahrbahnbreite einschl. 2,5 m freibleibender Vorbeifahrt) oder auch zur Belebung des Strafsenbildes durch Anordnung von Grünanlagen oder von Plätzen zur Aufstellung eines Brunnens, eines Denkmals oder einer Baumgruppe usw.

f) Strafsenkreuzungen und Strafsenmündungen.

Die Versetzung (Achsverschiebung) von zwei Strafsenmündungen löst wohl den Knoten der Verkehrslinien in etwas, verringert aber die Verkehrsdichte nur unwesentlich, wenn nicht zwischen den beiden Mündungsstellen eine gröfsere, etwa der Summe aus der mittleren Breite der einmündenden Strafsen und der Breite der Hauptstrafse entsprechende Breite angeordnet wird (Abb. 17 u. 18). Die Hauptverkehrsrichtung sollte hierbei keine Ablenkung erfahren; daher ergibt die Versetzung aller vier Strafsenmündungen nach Abb. 19, die architektonisch gute Abschlüsse gibt, für Hauptverkehrsstrafsen keine zweckmäfsige Strafsenkreuzung, sofern nicht in der Hauptverkehrsrichtung ein auf etwa $2^1/_2$ bis 3 Strafsenbreiten sich erstreckender Längsplatz geschaffen werden kann (Abb. 20 u. 21). Bei allen Verschiebungen ist die landesübliche Ausweichsitte (in Deutschland geschieht das Ausweichen rechts,

Abb. 17 bis 32.



Digitized by Google

das Ueberholen links) zu beachten, weshalb in deutschen Städten die Verschiebung zweckmäfsiger nach rechts erfolgt (Abb. 17 bis 22).

Die Verringerung der Verkehrsdichte wird bei Strafsenkreuzungen zweckmäfsig durch Abstumpfung oder Abkantung der Baublockecken oder Verbreiterung der kreuzenden Strafsen durch Zurücktreten der Fluchten erzielt. Bei spitzwinklig einmündenden Strafsen sind gröfsere Abstumpfungen unter Anordnung von Inseln (Abb. 33), noch besser Ausklinkungen oder Bogenführung unterm rechten Winkel, wodurch platzartige Erweiterungen entstehen, anzuwenden (Abb. 23 u. 24). Die Bürgersteigkanten sind um die Ecken in möglichst schlanken und in der Regel parallel zu den Häuserfronten verlaufenden Linien auszuführen. Verschiedene sonstige Grundformen von Strafsenkreuzungen und -mündungen zeigen Abb. 25 bis 32.

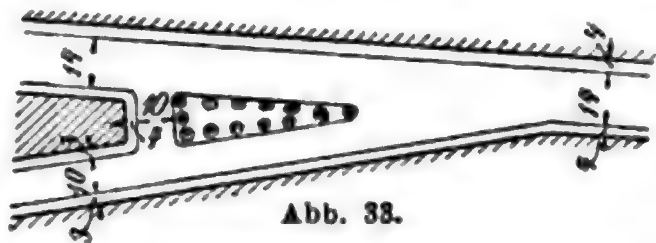


Abb. 33.

Bei Kreuzungen sehr verkehrsreicher Strafsen in Grofsstädten sind in den Strafsenmitten aufserhalb der Kreuzungsflächen etwas zurückliegende, schmale, erhöhte Standplätzchen für Fufsgänger, sog. Rettungsinseln, von etwa 1 bis 1,5 m Breite und 2 bis 4 m Länge anzuordnen.

4. Die Plätze.

a) Allgemeines.

Die Plätze sollen zur besseren Licht- und Luftzufuhr eines Ortes beitragen, Abwechslung in das Städtebild bringen und gute künstlerische Wirkungen erzielen. Angemessene Gröfse und Gestalt in Beziehung zu den umgebenden Bauwerken, Wahrung der rechtwinkligen Gebäudeecken, richtige Stellung der Denkmäler, Brunnen und sonstiger Bauwerke, geschickte Einfügung von Grünflächen, übersichtliche Führung der Verkehrszüge tunlichst entlang den Platzrändern und Schliefsung der Platzbilder sowie möglichste Freihaltung der Mitte sind die an die Plätze zu stellenden Forderungen.

Die Breiten der Plätze bewegen sich in der Regel zwischen der etwa 2- bis $3^1/_2$fachen Breite der einmündenden Hauptstrafse bei 1- bis 3fachem Längenverhältnis zur Breite.

b) Verkehrsplätze.

Sie dienen in erster Linie der Verkehrsvermittlung und -verteilung und werden gleichsam durch erweiterte Strafsenkreuzungen gebildet. Es ist zu beachten, dafs sich die Verkehrsrichtungen nicht in einem Punkte schneiden, sondern unter Verteilung des Verkehrs auf die verschiedenen Mündungsstellen allmählich ineinander übergehen sollten. Runde Verkehrsplätze, namentlich sog. **Sternplätze,** in deren Mittelpunkt die Strafsenlinien zusammentreffen, sollten als verkehrsstörend und wegen der unschön wirkenden, vielfach unterbrochenen Platzwandungen nicht angeordnet werden. Eine Ausnahme bilden Fälle, wo eine gröfsere, von Strafsen nicht gekreuzte Innenanlage errichtet werden kann und ein Teil der Strafsen im Bogen einmündet. Aller-

dings kann auch eine Innenanlage selbst verkehrsstörend empfunden werden. Grofs angelegte derartige Plätze mit bedeutsamen Mittelbauwerken vermögen anderseits wieder eine schöne monumentale Wirkung hervorzubringen. Ein gutes Beispiel eines Verkehrsplatzes an Stelle eines Sternplatzes gibt Abb. 34.

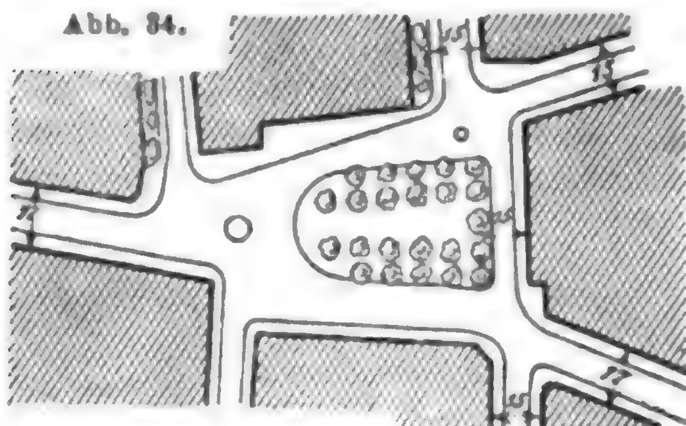


Abb. 34.

Bahnhofsvorplätze, bei denen der Verkehr nach der Stadt ausstrahlt und von der Stadt her zusammenströmt, erhalten vorteilhaft vom Platzumfange strahlenförmig ausgehende Strafsenzüge.

c) Nutzplätze.

Nutzplätze sind hauptsächlich für Marktzwecke (Marktplätze), sei es für Abhaltung regelmäfsiger Wochenmärkte sowie für gröfsere Jahrmärkte, ferner als Fuhrwerksplätze sowie behufs Ermöglichung von öffentlichen Versammlungen usw. notwendig. Sie sollen nicht von Hauptverkehrsstrafsen, auch nicht von Strafsenbahnen gekreuzt werden, aber doch von den Hauptstrafsen leicht erreichbar sein und in der

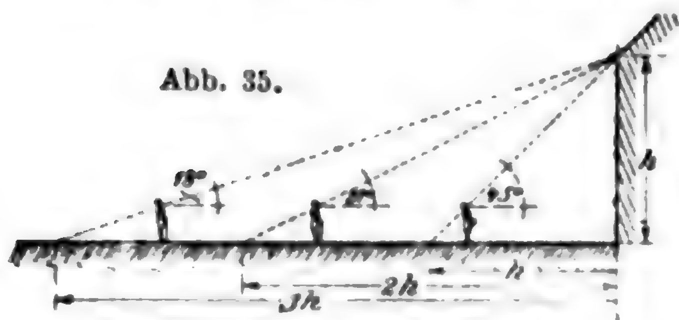


Abb. 35.

Abb. 36.

Verkehrsmitte des zugehörigen Stadtgebiets liegen. Als Mindestmafs fordert Stübben 0,1 qm für einen Einwohner.

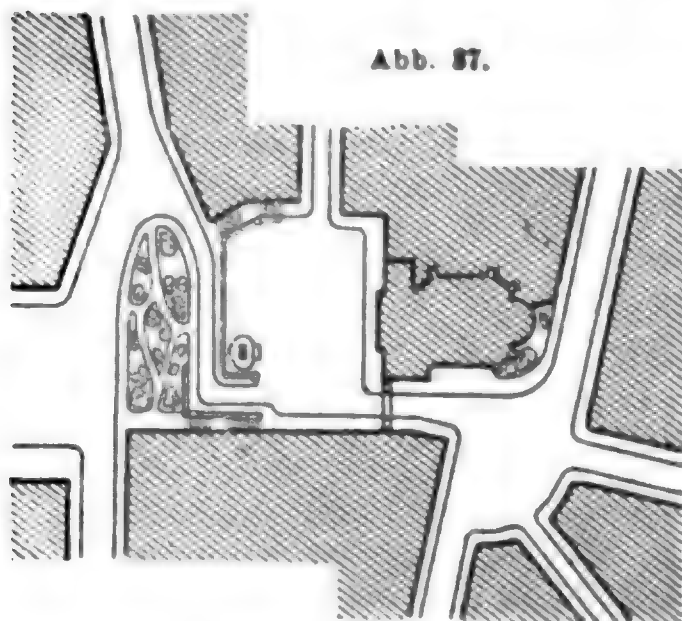


Abb. 37.

d) Architekturplätze.

Die in einem Orte zu errichtenden öffentlichen und gemeinnützigen Gebäude werden zweckmäfsig entweder am Umfange von einheitlichen Plätzen errichtet, oder gröfsere Flächen werden durch sie in mehrere Plätze dadurch geteilt, dafs ihre Seiten ganz oder teilweise die Wandungen der verschiedenen Plätze bilden. Maertens hat zur gesetzmäfsigen Feststellung der Platzgröfsen Grundsätze aufgestellt und eine Anleitung zur zeichnerischen Bestimmung der Strafsen- und Platzbreiten gegeben. In Abb. 35 ist der dem Gebäude nächste

Standpunkt des Beschauers mit einem Augenaufschlagwinkel von 45° (d. h. Entfernung = Höhe) der zweckmäfsigste zur Einzelbetrachtung, der von 27° (d. h. Entfernung = doppelter Höhe) ist der zweckmäfsigste zur Ueberschauung des ganzen Bauwerks, der von 18° (d. h. Entfernung = dreifacher Höhe) ist der zweckmäfsigste für das Gesamtbild, den Maertens den „architektonisch-malerischen“ nennt.

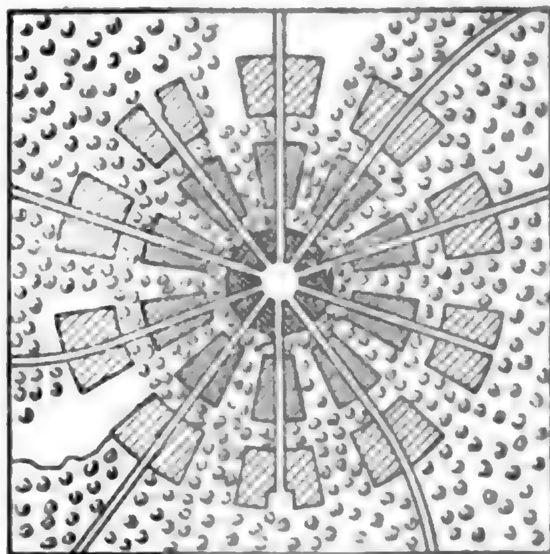
Nach Abb. 36 ergeben die auf eine Bildebene übertragenen Sehstrahlen ohne Vorbauten eine zu geringe Gebäudehöhe $= h$, mit Vorbauten eine scheinbare Gebäudehöhe $= h' + v'$, und dabei vermindert sich das Platzmafs b um die Breite v. Also aus dem ungünstigen Verhältnis $b : h$ wird durch Vorbauten das wesentlich günstigere $(b - v) : (h' + v')$.

Je nach Umständen kann eine Verbindung von Verkehrs- und Architekturplätzen oder von Plätzen derselben Gattung zu Doppel- und mehrfachen Plätzen erfolgen (Abb. 37, nach Sitte aus Entwurf Bebauung Marienberg).

e) Grünplätze.

Die Grünplätze können dem Schmucke, der Ruhe, der Erholung, dem Spiel der Kinder und in gröfserer Ausdehnung Bewegungsspielen Erwachsener und sonstigem Sport dienen. Es sind zu unterscheiden die reinen Zier- und Schmuckplätze mit mehr regelmäfsigen Linien, die Erholungsplätze, insbesondere die schon unregelmäfsigere Linien zeigenden, mit Bänken ausgestatteten Grünflächen, die etwa noch in Verbindung mit einem kleinen Spielplatz stehen; ferner gröfsere Grünanlagen, vielfach in Verbindung mit Promenaden, oder endlich Parkanlagen, die etwa 3 bis mehrere 100 ha Gröfse haben, und schliefslich in Park- und natürliche Schutzwälder, insbesondere bei den Grofsstädten, übergehen. Grün- und Parkflächen werden auch vorteilhaft im Inneren und längs der Baublöcke angelegt (English Squares). Wo immer tunlich, sollten die Grünanlagen der Städte durch Radial- oder Ringalleen miteinander verbunden sein. Die Bildung von Wald- und Wiesengürteln sowie von keilförmig nach dem Stadtinneren auslaufenden Grünausschnitten (Abb. 38) ist anzustreben (Boston, Philadelphia, Wien, Grofs-Berlin).

Abb. 38.*)



Die Gesamtgröfse der öffentlichen Grünplätze, Wiesen- und Parkanlagen sollte wenigstens 10 % der Bebauungsfläche betragen. Die gröfseren Park- und Grünanlagen sind unter Berücksichtigung von Landschaft und Klima anzulegen. Grofse Spielwiesen sind dabei vorzusehen.

*) Stübben u. Brix, „Die Hygiene des Städtebaues“, IV. Bd., 4. Abt., II. Aufl., Leipzig 1914.

C. Gartenstädte und Wohnkolonien.*)

Man versteht unter Gartenstadt eine planmäfsig gestaltete Siedlung mit ländlicher Bebauungsart auf wohlfeilem Gelände, das dauernd im Obereigentum der Gemeinschaft erhalten wird, derart, dafs Spekulation mit Grund und Boden dauernd unmöglich ist. Die erste englische Gartenstadt ist Lechworth im Norden von London. Aehnliche Unternehmungen in Deutschland sind die Gartenstadt Hellerau bei Dresden, die Wohnkolonie Buchschlag bei Frankfurt.

Gartenstädte sowie überhaupt Aufsenansiedlungen sind erst durch die in den letzten Jahrzehnten stattgehabten grofsen Fortschritte im Verkehrswesen möglich geworden, insbesondere durch die ausgedehntere Einführung und die Elektrisierung des Strafsenbahnbetriebes und durch den billigen Vorortverkehr auf den Eisenbahnen. Erst von da ab konnten, wo immer es bei gröfseren Städten angebracht und notwendig erschien, Handelszentrum, Arbeitsstätte und Wohnbezirk voneinander in gröfsere räumliche Entfernung unter Auswahl der hierfür geeignetsten Orte gebracht werden.

D. Wohnungsaufsicht und Wohnungspflege.**)

Durch Bebauungs- und Fluchtlinienpläne wird in Verbindung mit Baupolizeiverordnungen und Bauberatungsstellen die Herstellung städtebaulicher Werke in die richtigen Bahnen gelenkt; durch Wohnungsaufsicht und Wohnungspflege ist aber dafür zu sorgen, dafs das Geschaffene seinen Zwecken geeignet erhalten und zeitgemäfs verbessert wird.

---

*) Fritsch, „Die Stadt der Zukunft" 1896. — Ebenezer Howard, „Garden citys of the morrow" 1898, „Gartenstädte in Sicht", Jena. S. auch Veröffentlichungen der deutschen Gartenstadt-Gesellschaft.

**) Städtebauliche Vorträge, Bd. VI Heft 2: Oberbürgermeister Dominikus, „Die obligatorische Wohnungsinspektion, ihre Organisation und Bedeutung für die positive Wohnungspolitik". Berlin 1912, Wilhelm Ernst & Sohn.

13. ABSCHNITT.

Wasserversorgung.

A. Beurteilung des Wassers.*)

1. Trinkwasser soll möglichst farblos, klar, gleichmäfsig kühl, frei von fremdartigem Geruch und Geschmack sein. Da trotzdem solches Wasser Typhus und Cholera, Brechdurchfall, die Ruhr, die Weylsche Krankheit, tierische Schmarotzer, Milzbrand (bei Tieren) u. a. übertragen kann, sind örtliche Besichtigungen, bakteriologische und chemische Untersuchungen nötig. Von 4 m Tiefe an ist Grundwasser nahezu keimfrei. Führt Quell- oder Grundwasser mehr als vereinzelte Bakterien, so ist dies ein Zeichen unzureichender Bodenfilterung, doch kann auch bei einwandfreiem Zuflufs im ruhenden Wasser von Behältern u. dgl. eine Vermehrung der Bakterien stattfinden. Kleine Pflanzen und Tiere, Trübung durch Erdteilchen, Luftblasen können andeuten, dafs ungenügend gefiltertes Wasser eindringt. Gröfsere Temperaturschwankungen weisen zwar auf erheblichen Zuflufs von Oberflächenwasser hin, doch beweist gleichbleibende Temperatur nicht, dafs solche Zuflüsse fehlen. Die chemische Zusammensetzung hängt vom durchflossenen Boden ab.

Boden	mg im Liter							Härte
	Rückstand	Organ. Stoffe	N_2O_5	Cl	SO_3	CaO	MgO	
Granit . . .	24	16	0	2	4	10	3	1,3
„ . . .	210	5	0	Spur	10	45	21	7
Tonschiefer .	60	17	0	9	2	3	4	0,8
„ .	180	21	Spur	11	10	44	11	6
Buntsandstein	90	3	0	8	0	10	4	2
„	300	9	4	3	3	95	7	11
Muschelkalk .	325	9	Spur	4	14	129	29	17
Dolomitisch .	418	5	2	Spur	2	140	65	23

Starker Gehalt von Chloriden, schwefelsauren, kohlensauren, salpetersauren und salpetrigsauren Salzen sowie von Ammoniumsalzen kann auf ansteckende oder ekelhafte Verunreinigungen hinweisen. Als Mafs des Gehaltes an organischen Stoffen gibt man den Verbrauch des zu

*) Anleitung für ... öffentliche Wasserversorgungsanlagen nach Bundesratsbeschlufs. Journ. Gasb.-Wasserv. 1906 S. 779 — W. Ohlmüller u. O. Spitta, Die Untersuchung und Beurteilung des Wassers und des Abwassers, Berlin 1910. — F. Fischer, Das Wasser. (4. Aufl.) Leipzig 1914.

ihrer Oxydation erforderlichen Kaliumpermanganats ($KMnO_4$) oder von Sauerstoff an, wobei 79 T. $KMnO_4$ und 20 T. O gleichbedeutend sind. Ueber Härte usw. s. Kesselspeisewasser, II. Bd. S. 57. Wasser mit weniger als 10 bis 15° Härte heifst weich, mit mehr hart. Solches mit mehr als 30° ist tunlichst zu vermeiden. Der Magnesia dürfen nur 4 bis 5° zufallen. Beim Kochen setzen sich Bestandteile ab, so dafs sich die Härte verringert. Der Ueberschufs an freier Kohlensäure über jenen Teil CO_2, der nötig ist, um vorhandene Bikarbonate in Lösung zu halten, zerstört kalkhaltige Baustoffe. Diese „aggressive“ Kohlensäure ist es vermutlich, die Eisen und Blei angreift.*)

2. Für **gewerbliche Zwecke** wird weiches Wasser bevorzugt. Nachteilig sind salpetersaure Salze und in geringerem Grade schwefelsaure Salze und kohlensaure Alkalien für die Zuckerfabrikation; Eisenverbindungen für die Papierherstellung, Gerberei und — selbst in Spuren — für die Bleicherei und Färberei. Eisenhaltiges Wasser enthält das Eisen zunächst als Oxydulsalz, das beim Stehen an der Luft unter Flockenbildung Sauerstoff aufnimmt. Eisengehalt von 0,3 mg/l, zuweilen schon von 0,1 mg/l an befördert das Wachstum der Bakterie Chrenotrix polyspora. Gips bildet Kesselstein. Hartes Wasser bildet häufig Kalkniederschläge.

B. Wasserbedarf.

1. **Hausgebrauch.** Bei Bezahlung nach Wassermesserangabe rechnet man etwa für

	Liter
Trinken, Kochen, Reinigen usw. für den Kopf und Tag	20 bis 30
Wäsche für den Kopf und Tag	10 bis 15
Abortspülung für den Kopf und Tag	10 bis 15
einmalige Abortspülung	5 bis 8
ein Wannenbad	300
ein Sitzbad	30
Garten-, Hof- oder Bürgersteigbesprengung an einem trockenen Tage für 1 qm einmal besprengte Fläche	1,5
Tränken und Reinigen ohne Stallreinigung für ein Pferd und einen Tag	50
dsgl. für ein Stück Grofsvieh	40
dsgl. für ein Kalb oder Schwein	13
dsgl. für ein Schaf	8
Reinigen einer Kutsche oder Droschke für den Tag	200
Reinigen eines Arbeitswagens für den Tag	80

Der Verbrauch steigt, wenn er nicht durch Wassermesser gemessen wird, auf das Doppelte und höher.

2. **Verbrauch zu öffentlichen Zwecken.**

	Liter
Schulen: für den Schüler und Schultag (ohne Zerstäubung für Luftbefeuchtung)	2
Kasernen: für den Mann und Verpflegetag	20 bis 40
dsgl. für das Pferd	40

*) Tillmans, Journ. Gasb.-Wasserv. 1913 S. 348 u. 371; s. auch Klut, ebenda 1911 S. 409.

Kleinere Krankenhäuser: für das belegte Krankenbett und den Tag	200
Grofse Krankenhäuser: dsgl.	350 bis 500
Gasthöfe: für den Kopf und Verpflegetag (ohne Druckwasseraufzüge)	100
Badeanstalten: für das abgegebene Wannenbad einschl. Reinigung	500
Schwimmbecken: stündlich 0,025 bis 0,04 des Inhalts und ein bis zweimal wöchentlich Neufüllung.	
Waschanstalten: für 1 kg Trockenwäsche	45
Schlachthäuser: für jedes Stück geschlachtetes Vieh .	300 bis 400
Markthallen: für 1 qm bebaute Fläche und den Markttag	5
Bahnhöfe s. Eisenbahnwesen.	
Strafsen: einmalige Besprengung für 1 qm Pflaster . .	1
dsgl. für 1 qm beschotterte Fläche	1,5
öffentliche Ventilbrunnen für jedes Auslaufrohr täglich	3000
stofsweise Pissoirspülung für den Stand stündlich . .	60
dauernde Pissoirspülung für 1 m Spülrohr stündlich	200

3. Gewerblicher Verbrauch.

Brauereien: für 1 hl Bier ohne Eisbereitung und Kellerkühlung	500
Dampfverbrauch samt Leitungs- und Undichtigkeitsverlusten für 1 PSi bei Auspuffmaschinen stündlich	15 bis 20
dsgl. bei einzylindrigen Kondensationsmaschinen . .	12 bis 15
dsgl. bei Verbundmaschinen	8 bis 10
Zuschlag für Kesselreinigung und Abblasen bis 5 %.	
Einspritzwasser der Kondensmaschinen (selten vom Wasserwerk bezogen) = 25 fachem Dampfverbrauch.	
Kühlwasser bei Gasmaschinen für 1 cbm Gas	40 bis 60
Verbauen von 1000 Ziegeln einschl. Mörtelbereitung .	750

4. Verbrauch im Wasserwerk. Maschinen wie oben: Füllung der Filter nach ganzer oder teilweiser Entleerung und Nichtbenutzung des ersten Wassers beim Filteranlassen, s. Filter. Verluste im Rohrnetz.

Für eine im Gebrauch befindliche Handfeuerspritze sind 300 bis 400 l/min, für eine Dampfspritze 1000 l/min erforderlich. Bei unmittelbarer Benutzung der Feuerpfosten zum Löschen bedarf ein solcher 300 bis 600 l/min. Es können etwa 2 Feuerpfosten an einem Strang und ein dritter an einem benachbarten gleichzeitig in Tätigkeit sein.

Der Verbrauch ist im Sommer gröfser als im Winter, bei Tag gröfser als in der Nacht und wächst im Laufe der Zeit.

Aufserdem wird aus Haus- und Fabrikbrunnen geschöpft; so bezog in Berlin der Einwohner im Jahresdurchschnitt 1888/89 vom Wasserwerk täglich 64,45 l, aus Einzelbrunnen 48,62 l. Anderseits sind in den Zahlen der Tafel die Verluste einbegriffen, die bei sorgfältiger Ueberwachung noch etwa 5 bis 15 % des Verbrauches betragen.

In gröfseren Städten steigt der Stundenverbrauch bis auf etwa $^1/_{14}$ des Tagesverbrauches; in kleinen Ortschaften kann der Verbrauch bei Bränden noch weit bedeutendere Schwankungen hervorrufen.

Für Haushaltungszwecke ist je nach der Häuserhöhe der „bürgerliche Druck“ von 20 bis 25 m über Strafsenoberfläche ausreichend; als Feuerwehrdruck für unmittelbare Benutzung der Feuerpfosten sind etwa 10 m mehr erforderlich.*)

Tafel des Wasserverbrauches.

Hauptversorgung	Stadt	Versorgte Einwohnerzahl 1911 oder 1911/12	Durchschnittlicher Tagesverbrauch in l für den Kopf im Betriebsjahre 1901 oder 1901/02	Durchschnittlicher Tagesverbrauch 1911 oder 1911/12 q	Größter Tagesverbrauch 1911 oder 1911/12 Q	Verhältnis $Q:q$
Quell- und Stollenwasser	München	617 000	215	223	291	1,4
	Basel	144 000	148	172	259	1,5
	Wiesbaden	112 000	95	130	207	1,6
	Regensburg	61 000	110	123	196	1,6
	Eisenach	41 000	54	64	100	1,6
Unverändertes Grundwasser	Dresden	543 000	101	116	187	1,6
	Riga	300 000	82	78	117	1,5
	Darmstadt	86 000	88	113	212	1,8
	Linz a. D.	68 000	77	97	122	1,3
	Glatz	15 500	44	56	70	1,3
Enteisentes Grundwasser	Berlin	2 174 000	80	95	141	1,5
	Kopenhagen	467 000	91	141	201	1,4
	Braunschweig	146 000	78	93	150	1,6
	Geestemünde	25 500	49	81	119	1,5
	Oranienburg	14 500	24	49	128	2,6
Gefiltertes Oberflächenwasser	Hamburg	948 000	171	141	201	1,4
	Magdeburg	262 000	94	108	158	1,5
	Lübeck	96 000	217	154	215	1,4
	Solingen	51 000	61	100	174	1,7
	Bitterfeld	16 000	73	122	198	1,6

C. Wassergewinnung.

a. Versickerung und Wiederaustritt.

Ueber die **Niederschlagshöhe** s. Wasserkraftanlagen S. 571. Ein Teil des Niederschlages läuft sofort oberflächlich ab, ein anderer versickert zunächst, ein dritter verdunstet. Bodenneigung wirkt der Versickerung entgegen, Durchlässigkeit befördert sie. Unter Grasflächen ist die Sickermenge nach Beobachtungen von Woldrich und Wollny etwa die Hälfte von der unter kahlem Boden, und im Walde scheint nach Ototzky, Wisotzky sowie Ebermayer und Hartmann der Boden trockener als unter einer Grasdecke zu werden.**)

Da die Flüsse bei Niedrigwasser fast nur durch Quellen und Grundwasser gespeist werden, gewähren die sekundlichen Niedrigwassermengen der Flüsse Einblick in die Ergiebigkeit der unterirdischen Strömungen. Dabei ist das mittlere Niedrigwasser (NW) vieler Jahre vom

*) Steighöhe und Sprungweite freier Wasserstrahlen I. Bd. S. 316.

**) Sonstige Angaben: Gerhardt im H. d. I.-W., 3. Teil, 4. Aufl., I. Bd., Leipzig 1911 S. 53 ff.

Versickerung in Prozenten der Regenhöhe unter wägerechtem Rasen.

Gegend	Beobachtungs-Jahre	Boden	im Mittel %	kleinste Menge %
England . . . . nach Dickinson u. Evans	1854 bis 1884	sand- u. kieshaltige Ackererde .	23,5	9,6
		Kreidemergel . .	38,3	25,9
Görlitz . . . . nach v. Möllendorf u. Waege	1853 bis 1856	Tonboden . . .	28,1	14,5
		Lehmboden . .	41,0	37,1
		lehmiger Sandboden . . .	40,5	28,2
Tharandt	1853 bis 1856	Tonboden . . .	38,0	28,0
		Tonboden . . .	43,9	35,6
		Lehmboden . .	60,9	45,4
Moholz, Oberlausitz . . . nach Frhr. v. Kleist	1854 bis 1855	Tonboden . . .	41,5	38,8
		Lehmboden . .	52,7	50,2

Niedrigstwasser (NNW) der ärgsten bekannten Dürre zu unterscheiden. Gennerich*) ermittelte nachstehende Zahlen, die Liter für das Quadratkilometer Niederschlagsgebiet (Einzugsgebiet) in der Sekunde bedeuten:

	Regnitz	Saale	Tauber	Ob. Main	Werra	Fulda	Eder	Schwelm
NW	3,6	4,4	2,2	5,4	2,4	1,2	1,1	1,2
NNW	1,75	2,0	1,3	2,3	1,0	0,64	0,63	0,7

	Aller	Oppa	Klodnitz	Warthe	Netze	Küddow	Drage
NW	2,6	1,8	1,7	2,03	3,3	4,4	4,8
NNW	1,7	0,9	1,1	1,17	2,3	3,3	3,6

Die einzelnen Quellen weichen in ihrem Verhalten viel mehr als die Flüsse voneinander ab. Dies gilt selbst für benachbarte, vom selben Grundwasserstrom gespeiste Quellen, indem die höher gelegenen zuerst versiegen. Demnach sind die Quellrückgänge bei Dürre im allgemeinen erheblicher als die der Flüsse, die zum Teil tiefliegendes Grundwasser beziehen. So zeigten 127 Quellen,**) die zur Versorgung von thüringischen und sächsichen Gemeinden dienten, im Herbst 1911 zwischen 0 und 95,3 % Rückgang ihrer mittleren Ergiebigkeit, und zwar die in Kieslagern der Diluvialzeit im Mittel 21 %, die im Granit, Gneis, Tuff, Erzgestein im Mittel etwa 50 %, die im Schiefer im Mittel 61 %.

Sandboden nimmt im allgemeinen $^1/_4$ bis $^1/_2$, Tonboden $^1/_3$ bis $^3/_4$ seines Raumes an Wasser auf. Nach Entfernung des nicht kapillar gebundenen Wassers schwankte bei Versuchen von Brigg und Mc. Lane der Wassergehalt zwischen 0,036 bei sandreichem Boden und 0,465 bei einem schweren Ton.***) Nach Piefke dürfte Berliner Sand 25 % Poren enthalten, die bei sinkendem Grundwasserspiegel 74,5 % ihres Inhaltes als Durchfeuchtung behalten.

*) Z. f. Gewässerk. 8. Bd. 1907 S. 203 u. 285.

**) Halbig. Journ. Gasb.-Wasserv. 55, 1912 S. 1254. — Regeln für die Schweiz, Lauterburg, Allgem. Bauz. 1887 S. 18 u. 91. — Odenwald- und Schwarzwaldquellen, Becker, Journ. Gasb.-Wasserv. 1889 S. 23. — Angaben für 21 Quellen, Lueger, Wasserversorgung der Städte S. 259 u. 275.

***) E. Ramann, Bodenkunde, 3. Aufl., Berlin 1911 S. 339.

b. Gewinnung*) durch Quellfassung.

Quellen entstehen, wo der Grundwasserspiegel die Oberfläche schneidet, also an den Talmündungen undurchlässiger Schichten oder an den Ueberlaufstellen unterirdischer Wasserbecken, ferner an den Mündungen oder Ueberläufen von Spalten oder Hohlgängen, endlich entspringen sie — insbesondere Mineralquellen — aus Spalten einer undurchlässigen Decke, unter der Wasser unter Druck steht.

Man eicht eine Quelle (Brunn, Bronnen, Born, Spring), indem man das Wasser unter Beobachtung der Zeitdauer in einen abgemessenen Behälter laufen läfst, oder indem man den Querschnitt des Wasserlaufes und die Geschwindigkeit ermittelt, oder indem man es durch einen rechteckigen Ausschnitt mit zugeschärften Kanten überfallen oder durch eine Oeffnung ausfliefsen läfst und die Ueberfallhöhe bzw. Druckhöhe (I. Bd. S. 266 ff.) mifst. Zu fortdauernder Beobachtung bringt man oberhalb des Ueberfalls oder der Ausflufsöffnung einen Pegel an, an dem täglich abgelesen wird.

Die Herkunft einer Quelle ist für ihre gesundheitliche Ungefährlichkeit und die Stetigkeit ihrer Ergiebigkeit von Bedeutung und kann oft aus der chemischen Beschaffenheit und den Temperaturschwankungen — die möglichst klein sein sollen — gefolgert werden.

Eine Quelle ist mit Rücksicht auf Frost und unreine Tagewasser (Wildwasser) 1,5 m (besser 2,0 m) tief in einem Wasserschlofs (Quellenhaus, Quellstube, Quellenschacht, Brunnenstube, Brunnenkammer) zu fassen; sie mufs, falls sie — wie die meisten — manchmal trübe läuft, ausschaltbar sein. Die Quellstube soll die Besichtigung des Wassers ermöglichen, zwecks Reinigung entleerbar und mit einem Ueberlauf (Ueberreich) versehen sein.

c. Gewinnung durch Sammelgänge, Sammelrohre und Stollen.

Unterirdisches Wasser ist zu erwarten, wo durchlässige Schichten auf undurchlässigen ruhen. Undurchlässig sind z. B. Ton und Lehm, dsgl. Gneis, Granit, Urschiefer, Porphyr, wenn nicht zerknickt und zerrissen, und gewöhnlich auch jüngerer Schiefer. Durchlässig sind Sand, Kies, Geröllе sowie Kalk, Kreide, Dolomit und Buntsandstein. Im Kalk sinkt das Wasser manchmal in bedeutende Tiefe. Das Verhalten von Mergel wechselt. Die durch Abbruch durchlässigen oder undurchlässigen Gesteins entstehenden Schichten sind meist ebenfalls durchlässig bzw. undurchlässig. Zu beiden Seiten einer mit Letten u. dgl. angefüllten Verwerfungsspalte kann der Grundwasserspiegel verschieden hoch liegen. Die Voruntersuchung umfafst die Herstellung eines Höhenschichtenplanes, in den die Wasserspiegel etwaiger Brunnen und Bohrlöcher einzutragen sind, die geologische Aufnahme, die Messung vorhandener Quellen und hiernach die Feststellung des Sammelgebietes, dessen Grenzen nicht immer mit oberflächlichen Wasserscheiden zusammenfallen; nötig ist auch die Kenntnis der Niederschlaghöhe.

*) Umfassende Werke: Lueger, Die Wasserversorgung der Städte, 1890 bis 1898, Leipzig; Oesten u. Frühling, Wasserversorgung der Städte, im III. Teil des H. d. I.-W., 4. Aufl., 1904, Leipzig.

Um Wasser zu gewinnen, das in gesonderten Fäden über undurchlässigen Grund läuft, kann man auf ihm einen **Sammelgang** (Sickerdohle, Filtergang) mauern, der nur bergseitig durchlässig ist und alles Wasser auffängt. Wenn es zulässig ist, das Wasser bis in die Täler der undurchlässigen Schicht sickern zu lassen, so genügt es, dort gelochte Rohre aus Ton oder Beton oder gufseiserne **Sammelrohre** (Abb. 1, Schlitzrohre, Sickerrohre) zu verlegen. Die Muffen braucht man nur so weit zu füllen, dafs kein Boden einrollt. Sammelstränge empfehlen sich auch in Boden von sehr wechselnder Beschaffenheit und überhaupt bei hoher Lage der undurchlässigen Schicht. Die z. B. 100 mm langen, 10 mm breiten Schlitze erweitert man, um Verstopfungen zu verhüten, nach innen. Bei feinem Sand u. dgl. darf das Wasser nicht so geschwind eintreten, dafs es Boden mitreifst. Hiergegen hilft ein Umgeben der Rohre mit Kies. Die Eintrittgeschwindigkeit wird bei ursprünglich gleichförmiger Strömung an den Strangenden am gröfsten. Die Rohrgräben sind, um Tagewasser abzuhalten, mindestens 30 cm hoch mit Lehm auszustampfen (Abb. 2, Fassung nach Hocheder, Journ. Gasb.-Wasserv. 1913 S. 65). Sammelstränge kann man auch durch Drainrohre oder durch zu unterst mit Bruchsteinen ausgepackte Sickerschlitze bilden (s. oben S. 558 ff.).

Abb. 1.

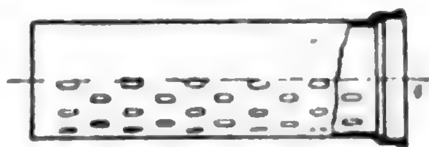
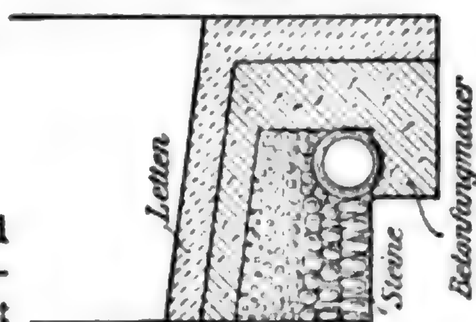


Abb. 2.



Stollen dienen zur Entwässerung festen Gebirges. Wenn durchlässige Schichten mit undurchlässigen abwechseln, treibt man einen 0,8 bis 1,2 m weiten Stollen quer zu ihrem Streichen unter einem Gefälle von mindestens 0,0005, so dafs in allen durchlässigen Schichten die Wässer angezapft (erschroten) werden. Je nach der Wassermenge kann seine Begehung, die 1,9 m lichte Höhe erfordert, auf einer Berme neben der tieferen Wasserseige (Rösche), auf einem Steg, z. B. aus Eisenbeton, oder auf der Stollensohle selbst vorgesehen werden. Meist schliefst sich an den Wasserspiegel im Stollen der Grundwasserspiegel im Gebirge beiderseitig ansteigend an; ist der Stollen zu klein, um alles Wasser beim vorhandenen Gefälle fortzuführen, so läuft er voll, und der Grundwasserspiegel bleibt über seiner Firste. Das Gebirge läfst sich oft bis zur Höhe vorhandener, als Ueberläufe wirkender Quellen als natürlicher Behälter benutzen, indem man den Stollen durch eine z. B. 2 m dicke Dammauer oder eine gufseiserne Dammtür abschliefst, als Abflufs einen Gufsrohrstrang anordnet und diesen mit einem Schieber versieht. An einem Druckmesser kann man ablesen, wie hoch das Wasser im Gebirge steht. Eine Dammtür ermöglicht, in den Stollen zu gelangen, nachdem er entleert ist; andernfalls ist hierzu ein Schacht nötig. Stollen können zutage treten oder von einem Schacht ausgehen, den man der leichteren Abteufung wegen, wenn möglich, im undurchlässigen Gebirge niederbringt.

d. Gewinnung durch Brunnen.*)

1. Allgemeines. Zur Gewinnung des Wassers aus einem zusammenhängenden Grundwasserstrome sowie aus einem Flusse, der von durchlässigem Boden (einem natürlichen Filter) umgeben ist, dienen Brunnen. Sie sind billiger als Sammelstränge, u. zw. um so mehr, je tiefer das Wasser unter der Oberfläche angetroffen wird.

Das Vorhandensein von **Grundwasser****) wird durch Schürfung, wenn tiefer, durch Bohrung ermittelt. Um Einblick zu erlangen, empfiehlt es sich, die Wasserspiegel der Bohrlöcher (Rohr- und Abessynierbrunnen S. 662 u. 664) sowie der vorhandenen Brunnen zu erheben und einen Höhenkurvenplan des Grundwasserspiegels anzufertigen. Bei Standrohren überzeuge man sich durch Eingiefsen von Wasser, ob sie nicht etwa verstopft sind. Auch die chemische Beschaffenheit, die Temperatur und deren Veränderlichkeit können Aufschlufs über die Herkunft des Wassers geben. Nach Lueger ist neben einem alten Hochgestade sowie in früheren Flufsbetten besondere Aussicht auf starke Grundwasserströmung, ferner stets zwischen den Stellen, wo ein offener Strom Wasser verliert und wo dieser oder ein benachbarter Strom gewinnt.

Zuweilen kann man die **Strömungsgeschwindigkeit** nach Thiem***) unmittelbar messen, indem man, um zunächst die Gefällrichtung zu ermitteln, 3 Bohrungen in 10 bis 50 m Abstand herstellt, deren Spiegel nivelliert und dann ein viertes Bohrloch im Stromfaden eines der früheren niederbringt. Von diesen Bohrlöchern beschicke man das obere mit 150 bis 200 kg Kochsalz in konzentrierter Lösung. Am unteren Bohrloche nehme man $^1/_4$- oder $^1/_2$stündig Proben und untersuche sie auf Kochsalzgehalt. Die Division der zwischen der Beschickung des oberen Bohrloches und dem Auftreten gröfsten Salzgehaltes im unteren vergangenen Zeit in st durch den Abstand dieser beiden Bohrlöcher in m soll die Wassergeschwindigkeit in m/st, und die Multiplikation letzterer mit dem Querschnitt des wasserführenden Bodens in qm und der Verhältniszahl (etwa 0,22 bis 0,28), die angibt, wieviel Hohlraum die Raumeinheit des Geschiebes enthält, die Strömungsmenge (Ergiebigkeit) des Grundwasserstromes in cbm/st liefern. Forchheimer fand bei Trogversuchen, dafs der Höchstgehalt ungefähr mit der $1^3/_4$fachen und das erste Auftreten von Kochsalz oder Fluoreszin etwa mit der 5fachen Grundwassergeschwindigkeit fortschritt. Slichter†) verwendet Salmiak statt Kochsalz und beobachtet die Veränderung der elektrischen Leitungsfähigkeit des Bodens.

Durch Betrieb eines **Probebrunnens** kann man das Wasser in Bewegung setzen und durch Standröhren den Höhenschichtenplan des Grundwasserspiegels und hiermit die **Breite** des Grundwasserstreifens ermitteln, der die Schöpfmenge liefert, also die Ergiebigkeit der Breiteneinheit ermitteln.

Häufig wird die Ergiebigkeit eines Grundwasserstromes durch Ermittlung seines Querschnittes und Gefälles sowie der **Bodendurchlässigkeit** k in m/Tag bestimmt.††) Bei geringem Grundwassergefälle α darf die Filtergeschwindigkeit, d. i. die Wassermenge in cbm, die in 24 st durch 1 qm (lotrechten) Bodenquerschnitt fliefst, $= k\alpha$ gesetzt werden.

---

*) Ueber Anlage von Brunnen vgl. auch Abschn. Grundbau S. 202 ff.

**) Vgl. z. B. Smreker, Journ. Gasb.-Wasserv. 1899 S. 22; Prinz, Journ. Gasb.-Wasserv. 1901 S. 317 u. 339; Forchheimer, Z. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 58, 1906 S. 201; G. Thiem, Hydrologische Methoden, Leipzig, J. M. Gebhardts Verlag 1906; Journ. Gasb.-Wasserv. 1909 S. 260, 1910 S. 150, 472 u. 1136; Hassold, ebenda 1913 S. 81.

***) A. Thiem, Z. d. V. d. I. 31, 1887 S. 1133.

†) Journ. Gasb.-Wasserv. 1903 S. 230; Ulfert, ebenda 1907 S. 16 u. 981, Bestimmung der Stromrichtung durch das Verwaschen von Farbe.

††) Bd. I S. 314, Fliefsen durch Erdreich.

Die wahre Geschwindigkeit ist, da das Wasser sich nur durch die Hohlräume bewegt, beträchtlich gröfser als die Filtergeschwindigkeit. Bei feinem, reinem Sand und t^0 C ist nach Hazen die Durchlässigkeit $k = 1000\,(0{,}7 + 0{,}03\,t)\,d^2$. Unter d ist der Durchmesser des in eine Kugel umgeformten wirksamen Kornes in mm zu verstehen, das sich durch die Regel bestimmt, dafs sämtliche Körner, die kleiner als das wirksame Korn sind, zusammen $^1/_{10}$, sämtliche gröfseren zusammen $^9/_{10}$ des Gesamtgewichtes der Sandmasse wiegen. Man kann k bestimmen, indem man eine Bodenprobe zwischen zwei lotrechte Metallgewebe in einen Trog von der Breite b füllt und Wasser während einiger Tage durch den Boden fliefsen läfst, wobei man die Spiegel an beiden Trogenden durch Standröhren feststellt. Laufen Q cbm/Tag durch, so gilt (Abb. 3) $k = \dfrac{2\,l\,Q}{b\,(H^2 - h^2)}$. Bei der Ungleichförmigkeit des Bodens und seiner Veränderlichkeit beim Füllen ist es viel sicherer,

Abb. 3.

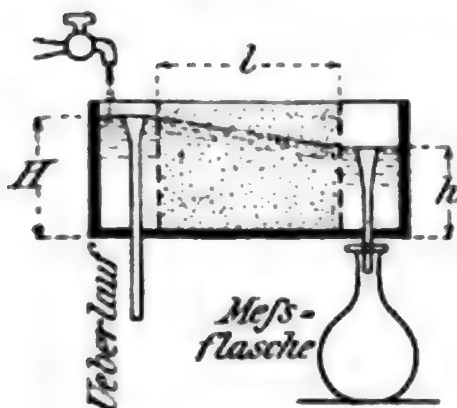


Abb. 4.

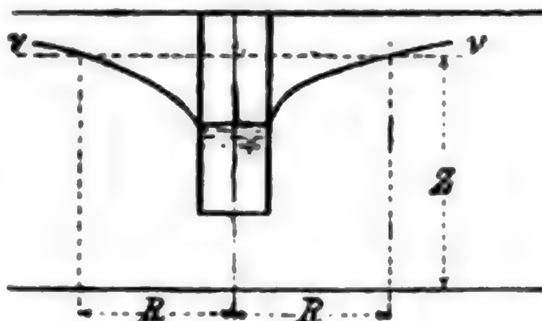
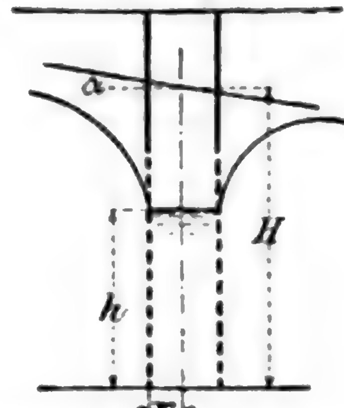


Abb. 5.



k im grofsen zu ermitteln, indem man aus einem Probebrunnen Q cbm/Tag schöpft. Nimmt dabei im Umkreise R m um den Brunnen das Wasser die Höhe Z m über der undurchlässigen Schicht und sein Spiegel das gegen den Brunnen gerichtete Gefälle ν an (Abb. 4), so gilt

$$k = \frac{Q}{2\pi\,R\,Z\nu}.$$

Bei unbekannter Lage der undurchlässigen Schicht ermöglicht die Vornahme zweier Pumpversuche mit voneinander abweichenden Entnahmen Q_1 und Q_2 aus

$$k = \left(\frac{Q_1}{\nu_1} - \frac{Q_2}{\nu_2}\right) : 2\pi R\,(Z_1 - Z_2),$$

da der Höhenunterschied $Z_1 - Z_2$ mefsbar ist, k und dann Z_1 sowie Z_2 zu berechnen.

Hat*) bei ausgedehnter, wagerechter, undurchlässiger Schicht das Grundwasser an der Brunnenstelle ursprünglich die Tiefe H m (Abb. 5) und das Gefälle α (wobei α eine Verhältniszahl ist) gehabt, so ruft der Betrieb eines bis zur undurchlässigen Schicht abgeteuften Brunnens vom Halbmesser r m mit durchlassender Wandung die Spiegelsenkung $H - h$ hervor, wobei

$$H^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k}\ln\frac{H}{\alpha r}$$

*) Forchheimer, Hydraulik. Leipzig 1914 S. 420 ff.

ist. Liegt der Brunnen im Abstande a m von einem Flusse, so ist

$$H^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{2a}{r}.$$

Ist seine Wandung nur auf die Höhe t durchlässig, seine Sohle dicht, so stellt sich sein Spiegel auf die Höhe $\mathfrak{h}$ über der undurchlässigen Schicht, und es ist

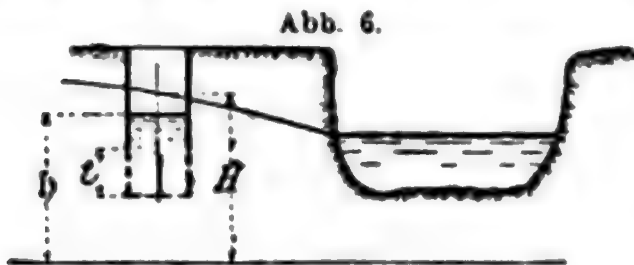
$$H^2 - \mathfrak{h}^2 = \frac{Q}{\pi k} \sqrt{\frac{\mathfrak{h}}{t}} \sqrt[4]{\frac{\mathfrak{h}}{2\mathfrak{h} - t}} \ln \frac{2a}{r}.$$

Aehnlich gilt für offene Sohle (Abb. 6)

$$H^2 - \mathfrak{h}^2 = \frac{Q}{\pi k} \sqrt{\frac{\mathfrak{h}}{t + 0{,}5\,r}} \sqrt[4]{\frac{\mathfrak{h}}{2\mathfrak{h} - t}} \ln \frac{2a}{r}.$$

Wird durch eine Reihe von Brunnen gefafst, die im Abstande $2a$ aufeinander folgen und sich im Abstande b von einem Flusse befinden, dessen Spiegel die Höhe h über einer wagerechten undurchlässigen Schicht besitzt, so entsteht, falls der Binnenzuflufs in die Längeneinheit Flufs ursprünglich q betrug und nunmehr aus jedem Brunnen Q geschöpft wird, ein Grundwasserspiegel von der Gleichung

Abb. 6.



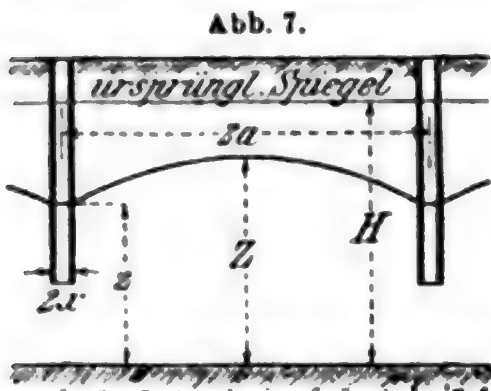
$$z^2 - h^2 = \frac{Q}{2\pi k} \ln \frac{\operatorname{Cof} \pi \frac{y - b}{a} - \cos \pi \frac{x}{a}}{\operatorname{Cof} \pi \frac{y + b}{a} - \cos \pi \frac{x}{a}} + \frac{2qy}{k}.$$

Hierin bedeutet z die Erhebungen der Spiegelpunkte über der undurchlässigen Schicht, y die Abstände vom Flufsufer, x in der Uferrichtung gemessene Abszissen. Für einen Schnitt durch die Brunnenachsen gilt (Abb. 7) für nicht zu grofse x (so dafs z. B. x einen Brunnenaufsenhalbmesser bedeuten kann), falls $b \gtreqless a$ ist, genügend genau

$$Z^2 - z^2 = \frac{Q}{2\pi k} \ln \frac{2a}{\pi x}, \quad H^2 - Z^2 = \frac{Q}{k}\left(\frac{b}{a} - \frac{\ln 2}{\pi}\right) = \frac{Q}{k}\left(\frac{b}{a} - 0{,}22\right)$$

Die Gültigkeit der Gleichungen wird dadurch beeinträchtigt, dafs in der Nähe der Brunnen der Boden durch das Pumpen verändert wird. Immerhin zeigen die Gleichungen, dafs bei gegebener Entnahme die Spiegelsenkung vom Brunnenhalbmesser wenig abhängt, während sie mit der Brunnenzahl sehr abnimmt. Bei kleiner Senkung und weit voneinander abstehenden Brunnen ist sie ihr umgekehrt proportional.

Abb. 7.



Für Brunnen, in die nur durch die ebene bzw. halbkugelförmige Sohle Wasser eintritt, findet sich näherungsweise die Senkung

$$H - \mathfrak{h} = \frac{Q}{4kr}$$

$$\text{bzw.} \quad = \frac{Q}{2\pi kr}.$$

Kleine Tonbeimengungen verringern die Durchlässigkeit aufserordentlich (I. Bd. S. 314 ff.). Wenn der wirksame Korndurchmesser 3 mm erreicht, wächst das Gefälle ν nicht mehr proportional der Filtergeschwindigkeit v, sondern stärker; beispielsweise fand Forchheimer für v in km/Tag

im Kies des Lechfeldes bei Gersthofen $\nu = 0{,}82\,v + 10{,}7\,v^2$,
„ „ „ Marchfeldes . . . . . $\nu = 1{,}77\,v + 318\,v^2$.

Brunnen in der Nähe von Flüssen können sowohl Binnenwasser als auch Flufswasser führen. Im letzteren Falle findet eine natürliche Filterung statt. Häufig sind Flufsbetten dicht, auch wenn der anstofsende Boden durchlässig ist. Ueber die Herkunft des Wassers geben die chemische Beschaffenheit, die Temperatur und ihr Wechsel, sowie das Grundwassergefälle Aufschlufs. Sollen einem einzigen Brunnen Q cbm/Tag entnommen werden und laufen q cbm/Tag Grundwasser in das Längenmeter des Flusses, so mufs der in m gemessene Abstand a des Brunnens vom Ufer $> \frac{Q}{\pi q}$ sein, damit er nur Binnenwasser liefert.

Pumpversuche zum Nachweis genügenden Zuflusses sollen mindestens einige Wochen dauern. Falls der Zuflufs ausreicht, nähert sich der Brunnenspiegel immer langsamer einer Grenzlage. Zeigt sich keine solche asymptotische Annäherung, so langt der Zuflufs nicht zur dauernden Speisung.

Neben der Senkung des Wasserspiegels, die Förderkosten verursacht und höchstens 2 m betragen soll, ist für die Bemessung der Brunnenweite die Eintrittsgeschwindigkeit des Wassers zu berücksichtigen.

Nach Newton-Eytelwein gilt für die Geschwindigkeit u (in m/sk), bei der ein Korn vom Eigengewicht σ (in g/ccm) (I. Bd. S. 613) und dem Durchm. d (in cm) eben schwebt, $u^2 = 0{,}16\,(\sigma \text{ bis } 1)\,d$.

2. **Kesselbrunnen** (Brunnen mit weitem Kessel, Schachtbrunnen) aus Mauerwerk, Beton, Eisenbeton oder Eisen sind nötig, wenn die Unterbringung von Pumpen es erfordert oder wenn, wie bei Hausbrunnen, nur zeitweise gepumpt wird und in den Zwischenpausen sich langsam zusickerndes Wasser ansammeln soll. Bei gröfseren Anlagen ist aus gesundheitlichen Gründen die Pumpe, die gelegentlichen Zutritt erfordert, nicht in den Brunnen zu legen oder eine Zwischendecke vorzusehen.

2a. **Gemauerte Brunnen** werden, da Bruchsteine sich für die dünnen Wände schlecht eignen, aus Ziegeln hergestellt und erhalten bei einem

lichten Durchmesser von	1 bis 1,5	2 bis 3,5	4 bis 5,5	6 bis 7,5 m	
Wandstärken von	1	$1^1/_2$	2	$2^1/_2$	Stein.

Sie sind in Zementmörtel dicht oder in der Tiefe mit einzelnen offenen Stofsfugen zu mauern. Die Durchlässigkeit kann man auch durch Anwendung von Lochsteinen erreichen. Bei Hausbrunnen von 1 bis 1,5 m Durchm. legt man auch wohl die unteren Schichten in Lehm. Die obersten 5 bis 8 m seien des Tagewassers wegen dicht. Der Brunnen rage etwas über die umliegende Fläche hervor und sei mit einem Eisendeckel verschlossen oder so hoch geführt, dafs der Zutritt durch eine Tür erfolgt. Auf die Sohle pflegt man, wie S. 203 angegeben, einen Brunnenkranz zu legen. Er ist unbedingt erforderlich, wenn der Brunnen durch „Senken“ mit oder ohne Wasser-

haltung (Wasserwältigung) niedergebracht wird, wobei man ihn als Schneidenkranz (Schuh) ausbildet. Der Unterteil wird in Abständen von ungefähr 2 m mit Zwischenkränzen oder auch nur eingelegten Eisenringen versehen, die untereinander und mit dem Schneiden kranze durch 6 bis 8 etwa 3 cm starke Anker (Schliefsen, Schleudern) verbunden werden. Er kann dann nicht beim Baggern reifsen. Kränze in etwa 1 bis 2 m Abstand wendet man ferner an, wenn unter Wasserhaltung in Absätzen von gleicher Höhe ausgegraben und das Mauerwerk jedesmal unterfangen wird. Verjüngung des Schachtes nach oben, auch wohl Vortretenlassen der Kränze erleichtert zwar das Senken, befördert aber den unerwünschten Zudrang von Tagewasser. Senkung unter Prefsluft kann ausnahmsweise Ersparnis bringen.

2b. **Stampfbetonbrunnen** können ähnlich wie gemauerte mit Eiseneinlagen versehen und versenkt werden. Richtiger ist es, die Ringe abwechselnd näher an die innere und äufsere Leibung zu legen.*) Stampfen im Schacht selbst, wo Wasserhaltung möglich, verbürgt dichten Anschlufs an die Erde.

2c. **Eiserne Schachtbrunnen** (Abb. 8) (vgl. S. 205) gestatten, mehr Durchgangfläche (nämlich viele Schlitze) anzubringen, und kommen bei rd. 10 m, zuweilen schon bei geringerer Tiefe, billiger als gemauerte. Man setzt sie aus gufseisernen Schachtkränzen (tubings) zusammen, deren unterster (Schuh) mit einer Schneide versehen ist. Die Verbindung geschieht bei Weiten über 1 m meist durch einspringende, von Rippen unterstützte Flanschen mittels lotrechter, bei kleineren Weiten durch Innenübergriff mittels wagerechter Schrauben.

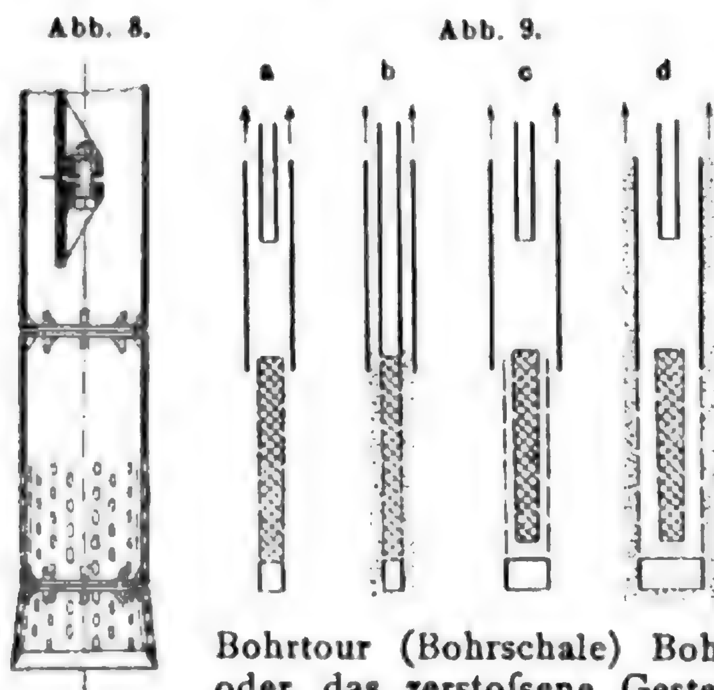


Abb. 8. Abb. 9.

2d. **Rohrbrunnen** (Röhrenbrunnen) werden hergestellt, indem man innerhalb einer Bohrtour (Bohrschale) Bohrer anwendet und die Erde oder das zerstofsene Gestein (trockenes Bohrmehl oder nasser Bohrschmand) herausschafft, wobei man die Bohrschale, und zwar meist durch Rammschläge, stetig tiefer treibt. Ist die endgültige Tiefe erreicht, so wird innerhalb des starken, unter Umständen stählernen Bohrrohres (I. Bd. Maschinenteile: Brunnen und Bohrrohre) der endgültige Brunnen eingebaut, wenn nötig der Zwischenraum zwischen dem Brunnenrohr (Futterrohr) und dem Bohrrohr mit Kies, der den Sandeintritt verhindern soll, ausgefüllt und dann das Bohrrohr herausgezogen. Der Brunnen (Abb. 9) selbst besteht aus dem untersten als Schlitzrohr

*) Beispiele: Mörsch, Eisenbetonbau, 2. Aufl. 1906 S. 180; v. Emperger, Handb. f. Eisenbetonbau, 3. Bd., Berlin 1907 S. 85 und 2. Auflage, 3. Bd., Berlin 1910.

oder als Gitter ausgebildeten Sauger (Grobfilter), dem (äufseren) Futterrohr*) (Brunnenrohr), dem (inneren) Steigerohr (Saugerohr) und Metallgewebe, ferner häufig einem Peilrohr für Probeentnahmen und Untersuchungen. Ist das Steigerohr nicht selbst zu unterst als Grobfilter ausgebildet, so braucht es (Abb. 9a, c, d) nur so tief zu reichen, dafs es stets sicher ins Wasser taucht. Anderseits darf das Futterrohr, wenn dessen Ende nicht selbst das Grobfilter darstellt (Abb. 9d), nicht so tief reichen, dafs es den Wassereintritt ins Grobfilter behindert. Man benutzt daher häufig das Futterrohr selbst beim Bohren und zieht es, nachdem man fertig gebohrt und das Grobfilter oder das als solches endigende Steigerohr eingehängt, auch wohl einen Kiesmantel um das Grobfilter eingeschüttet hat, so hoch, dafs das Grobfilter frei wird. Das Gewebe, das den Sandeintritt hindern soll, wird um den Sauger gewickelt oder bildet, wenn die lichte Weite es gestattet, einen eigenen, behufs Reinigung herausnehmbaren Filterkorb. Da vor dem Herausnehmen die Verbindung zwischen dem Steigerohr und der übrigen Rohrleitung (Heberleitung) gelöst werden mufs, läfst man bei Anwendung eines losen Filterkorbes den Brunnen von einem Einsteigeschacht von mindestens 1,5 m lichter Weite ausgehen. Ohne Filterkorb ist man genötigt, wenn das Gewebe sich verstopft, den Brunnen gänzlich herauszuziehen und neu zu bohren. Für die Futterrohre verwendet man meist Gufseisen oder verzinktes Schweifseisen, für die Sauger verzinktes Schweifseisen oder Kupfer, für die Steigerohre verzinktes Eisen oder Kupfer. Gröberes Gewebe kann man aus verzinktem Eisendraht herstellen, für feineres nimmt man Messing, das zur Vermeidung der Elektrolyse manchmal verzinkt wird, oder Phosphorbronze. Durch Elektrolyse leidet bei Zink-Eisen ersteres, bei Kupfer-Eisen letzteres. Thiem wählte die Maschenweite des Gewebes so, dafs dieses $^2/_3$ des Sandes durchläfst. Den feinen Sand rings um den Sauger entfernt man durch Auskolben (Stöpseln), wobei man einen Kolben mit oder ohne Dichtung einführt und ihn öfters rasch hebt und langsam senkt. Das einströmende Wasser reifst den Sand mit, den man aus dem Brunnen mittels einer Ventilbüchse löffelt. Sauger städtischer Versorgungen sind meist 150 bis 200 mm weit, selten unter 3 oder über 20 m lang; lose Filterkörbe erhalten 300 mm oder mehr Durchm.; ein Peilrohr ist 25 bis 40 mm weit. Als Abschlufs gegen Tagewasser dient häufig ein Gummiring zwischen Futter- und Steigerohr.

Rohrbrunnen ermöglichen es, ohne grofse Kosten Wasser aus keimfreier Tiefe zu beziehen. Zur Fassung ausgedehnter Grundwasserströme sind sie in etwa 12 bis 60 m Abstand in einer Reihe quer zur Strömung anzuordnen. Man kann jeden Brunnen mit einem Absperrschieber versehen oder eine Anzahl, z. B. 10 Brunnen, nicht absperrbar mit einer Leitung verbinden, die sich vom Hauptheber**) abschliefsen

*) Brunnenrohre I. Bd. Abschn. Maschinenteile: Rohre. Brunnenzeichnungen: Halbertsma, Journ. Gasb.-Wasserv. 1903 S. 780 (Tilburg); v. Feilitzsch, Journ. Gasb.-Wasserv. 1909 S. 125 (Braunschweig); Halbertsma u. Speiser in Festschrift: Die öffentliche Gesundheitspflege Wiesbadens; Wagner (Vegesack). Wellblechbrunnen, Journ. Gasb.-Wasserv. 1909 S. 55; Halbig (Taucha) ebenda 1910 S. 41; Stang für Dünensand ebenda 1911 S. 62, 315 u. 582.

**) Heber, s. Durchflufs durch gefüllte Leitungen, I. Bd. S. 277, Saugheber, II. Bd. Hebewerke für flüssige Körper.

läſst. Der Hauptheber taucht in einen Schacht, aus dem das Pumpwerk fördert. Hat der Sammelschacht eine dichte Sohle und taucht er ins Grundwasser, so muſs er schwer genug sein, um nicht aufzuschwimmen.

2e. **Tiefbrunnen***) ähneln den beschriebenen Rohrbrunnen und sind bis zu den gröſsten Teufen (Grundwasserwerk Hamburg hat 10 Brunnen von 212 bis 282 m Tiefe) ausführbar. Die Hauptschwierigkeit bildet das Nachtreiben der Verrohrung. In festem Gebirge ist es zulässig, das Bohrloch erst nach fertiger Abbohrung zu verrohren; auch kommt es vor, daſs man ein Bohrloch ganz oder in seinem unteren Teile unverrohrt läſst; das Bohrrohr (hier zugleich Futterrohr) kann in beliebiger Tiefe durchschnitten und von der Schnittstelle an ein Stück hochgezogen oder ganz herausgezogen werden. Wenn ein Futterrohr sich nicht mehr tiefer treiben läſst, wird ein engeres eingesetzt, das zunächst übertag reicht und später oberhalb der Schneide des weiteren Rohres wiedergewonnen wird. Unter Umständen kann man in wasserführenden Schichten engere Rohre ansetzen, damit das Wasser zwischen den aufeinanderfolgenden Rohren eintritt. Vorsichtig ist genaue Aufnahme der Schichten und der Steighöhe ihres Wassers, Bohren mit jeder Tour, solange es geht, und nachträgliches Durchlochen der Verrohrung in jenen Schichten, aus denen Wasser höher steigt als der endgültige Spiegel — sonst tritt es in die Schichten schwächeren Druckes über. Auch kann man ein Rohr einlassen, das stellenweise als Filter ausgebildet ist, und das man, wo erforderlich, gegen das Bohrloch abdichtet.

Tiefbrunnen geben oft mineral- oder gasreiches Wasser. Ihre Ergiebigkeit sinkt, wenn dieselbe wasserführende Schicht in der Nachbarschaft angezapft wird.

Steigt das Wasser über die Erdoberfläche, so ist der Brunnen ein artesischer (Springquell). Sein Ausfluſs nimmt mit der Höhe ab, bis zu der man das Wasser vermöge seines natürlichen Druckes ansteigen läſst.

2f. **Abessynierbrunnen** (amerikanische Rohrbrunnen, Norton-Brunnen) haben ein einfaches, 25 bis 75 mm weites Rohr, das unmittelbar in den Boden getrieben wird, u. zw. bei leichtem Boden und Tiefen unter 6 m durch Eindrehen, meist jedoch durch Einrammen (Rammbrunnen). Die untere Endspitze (Abessynier-Sauger) ist daher eine Schrauben- oder eine Rammspitze. Je nach dem Boden ist sie seitlich durchlocht oder durchlocht und mit Metallgewebe (Gaze) umgeben. Bei hohem Wasserstande wird die Pumpe aufgesetzt, bei tiefem muſs man einen Pumpenzylinder (Stiefel) in das Steigrohr versenken und von oben ein Gestänge hinabreichen lassen. Die Norton-Brunnen werden besonders zu Vorarbeiten für Wasserversorgungen benutzt; ihr Eintreiben liefert keine Bohrproben.

e. Gewinnung aus Flüssen, Seen und Weihern.

Unmittelbare Entnahme aus Flüssen ist aus Gesundheitsrücksichten tunlichst zu vermeiden, aber bei wenig durchlässigem Untergrunde

---

*) Tecklenburg, Handb. d. Tiefbohrkunde, Leipzig, Baumgärtners Bhdl. 1886/96.

manchmal nötig. Die Entnahmestelle liege oberhalb der Strecke mit bewohnten Ufern auf der schwächer besiedelten Flufsseite. Die Entnahme geschieht durch einen Kanal oder ein Rohr. Zum Zurückhalten schwimmender Gegenstände dient ein Rechen oder Seiher, wenn nötig auch ein Schacht, in den das Pumpensaugrohr taucht.

Zur Entnahme aus einem See legt man ein Gelenkrohr*) weit in den See hinein.

Oberflächenwasser ist stets zu filtern oder nach Vorreinigung zu sterilisieren.

D. Aufbereitung.

a. Klärbecken, Vorfilter.

Klärbecken (Ablagerungsbecken) werden ausnahmsweise bei sehr schmutzigem Flufswasser angewendet, um zu häufige Erneuerung der Filter zu vermeiden; auch erlauben sie es, bei absatzweisem Betrieb, wo Flut die Wassergüte beeinflufst, nur zu günstigen Stunden zu schöpfen oder, wenn der Flufs tagelang trübes Wasser führt, nur den Vorrat zu benutzen. In Deutschland machte man den Inhalt der Klärbecken höchstens gleich dem Tagesbedarf, in London sind sie aber so grofs, dafs man das Wasser 30 bis 40 Tage in ihnen läfst, seitdem Houston die zerstörende Wirkung dieses Aufenthaltes auf krankheitserregende Keime beobachtete.**) Klärbecken läfst man der Kosten wegen offen (Klärteiche), und man gibt ihnen, damit das Wasser kühl bleibe, mindestens 3 m (in London 6 bis 12 m) Tiefe. Bei ununterbrochenem Betriebe (Durchlaufgeschwindigkeit etwa 1 bis 2 mm/sk) kann man durch eine verstellbare lotrechte Platte, unter oder über die je nach der Temperatur das Wasser treten mufs, verhindern, dafs es in dünner Schicht durch den Teich läuft. Auch Quermauern (Zungen) mit Löchern an der Sohle für die Entschlammung beim Reinigen oder Zwischenplatten kommen vor. Die Klärung kann durch Zusatz von Chemikalien, die einen Niederschlag bilden, befördert werden. So setzt man, um Rohwasser zu entfärben, bisweilen schwefelsaure Tonerde (12 bis 120 g für 1 cbm Wasser) oder Alaun hinzu.

Unter Umständen empfiehlt sich wenigstens zeitweise doppeltes Filtern.***) Peters†) (Zürich, Wientalwasserleitung) hält gröbere Fremdkörper (Plankton) durch ein **Vorfilter** zurück, das den üblichen Sandfiltern (S. 666) gleicht, doch mit 40 bis 60 m/Tag betrieben und durch Einblasen von Luft bei gleichzeitiger Rückspülung gereinigt wird. Die Luft verteilt ein Rost von gelochten Rohren unter dem Sand. Man braucht 5 bis 10 l/sk Luft auf 1 qm Filter und reinigt alle 1 bis 2 Tage jeweils 20 bis 30 min. J. M. Pennink††) wendet für Amsterdam ein Vorfilter mit 1 m dickem Bett aus Kies von 1 bis 7 mm Korn an. Das Wasser (stündlich 2 cbm auf 1 qm Vorfilter) wird zwecks Sauerstoffaufnahme mittels Spritzdüsen, bei denen je zwei Strahlen aufeinander-

*) Gelenkrohr im Rhein bei Walsum, Z. d. V. d. I. 1908 S. 325.

**) Surveyor 1909 S. 436.

***) Goetze: Bremen; Koschmieder: Altona; Halbertsma u. van t Hoff. Schiedam, Journ. Gasb.-Wasserv. 1896 S. 2, 18, 34, 127 u. 467.

†) Journ. Gasb.-Wasserv. 1901 S. 681 u. 701.

††) Journ. Gasb.-Wasserv. 1908 S. 618, 1910 S. 189.

stofsen, sehr fein verteilt. In der Mitte jedes Beckens von 100 qm nimmt ein Standrohr das Schmutzwasser bei der Reinigung auf, die unter Anwendung eines Strahlrohres durch Abspritzen mit 100 cbm Druckwasser in 2 bis 3 st erfolgt.

Stufenfilter*) wenden Puech und Chabal für schmutziges Wasser (Paris, Le Mans, Magdeburg, Suezkanal usw.) an, indem sie dasselbe mehrmals filtern und behufs Sauerstoffaufnahme dazwischen überfallen lassen, wodurch sie lange Betriebsdauer der letzten Filter erzielen. In Magdeburg folgen für künftig etwa 45 000 cbm Tagesleistung aufeinander je 8 Abteilungen zu 20, 35, 64 und 147 qm Kies von Taubenei- bzw. Haselnufs-, Bohnen- und Erbsengröfse, dann 4000 qm Vorsandfilter, endlich 18 310 qm eigentliche Sandfilter. Die Reinigung der Kiesfilter geschieht durch Prefsluft, die den Schlamm an die Oberfläche befördert, wo er abgespült wird.

b. Filterbecken.

Filtersand darf nur Quarzkörner oder auch harte Silikate enthalten; er kann von Sandbänken, Dünen oder Flufsbetten stammen. Einzelne gröfsere Körner schaden nicht, kleinere lassen sich herauswaschen; zu viele kleine machen den Sand untauglich. Bezüglich seiner Durchlässigkeit vgl. I. Bd. S. 314 und oben S. 658. Unter Ungleichförmigkeit des Sandes versteht Hazen das Verhältnis des Durchmessers jenes Kornes, das den Sand in 60 % feineren und 40 % gröberen scheidet, zum wirksamen Korndurchmesser (der ihn in 10 % feineren und 90 % gröberen scheidet). Er untersuchte einige Filtersande und fand

Tafel der Filtersande.

Lage des Filters	Wirksamer Korndurchmesser mm	Ungleichförmigkeit
Berlin-Stralau .	0,33 bis 0,35	1,7 bis 1,9
Berlin-Tegel . .	0,35 „ 0,38	1,5 „ 1,6
Berlin-Müggelsee	0,33 „ 0,35	1,8 „ 2,0
Magdeburg . .	0,39 „ 0,40	2,0
Altona	0,32 „ 0,37	2,0 bis 2,8
Hamburg . . .	0,28 „ 0,34	2,0 „ 2,5
Zürich	0,28 „ 0,30	3,1 „ 3,2

Dünensand hat nur 0,18 mm wirksamen Korndurchmesser.

Der Filtersand wird neu 0,6 bis (besser) 1,2 m hoch aufgeschüttet und, wenn zu oberst verstopft, 1,2 bis 3 cm tief abgeschält. Zeitweise ist die Schicht wieder zu ergänzen, so dafs deren Dicke nicht unter 40 cm sinkt.**)

Der Filtersand wird durch Sand- und Kieslagen unterstützt. Damit keine obere Lage durch die tiefere riesele, darf deren Korn nicht mehr als dreimal so dick sein. Demnach kann z. B. ein Filter von 50 cm

*) Dieckmann, Journ. Gasb.-Wasserv. 1909, S. 66.

**) Grundsätze des Kaiserl. Gesundheitsamtes zur Reinigung von Oberflächenwasser durch Filtration, Journ. Gasb.-Wasserv. 1899 S. 330; erläutert von Beer, Journ. Gasb.-Wasserv. 1900 S. 589 u. 613.

Dicke aus 5 cm Grobsand von etwa 2 mm mittlerem Korndurchmesser, 10 cm Feinkies von etwa 6 mm mittlerem Korndurchmesser, 10 cm Grobkies von etwa 15 mm mittlerem Korndurchmesser, 10 cm Grand (Schotter) von etwa 35 mm mittlerem Korndurchmesser und 15 cm Schotter oder Steinen bestehen. Bei sorgfältiger Schichtung sind noch seichtere Stützschichten ausführbar. Auf der Filtersohle ruhen in etwa 1 bis 3 m Entfernung **Sammelstränge,** das sind Drainrohre oder kleine Ziegeldohlen mit rings offenen Fugen; nur wenn die Dohlen dem Grobkies sehr nahe liegen oder in ihn hineinreichen, ist es erforderlich, sie im Oberteil dicht zu machen. Der Druckverlust in den Drainrohren oder Dohlen soll viel kleiner als in der Filtersandlage sein, damit die Filtergeschwindigkeit allenthalben ziemlich gleich grofs sei, also das Wasser gleichmäfsig gereinigt werde. Der Druckverlust in 40 cm hoher Lage Filtersand von 0,35 mm wirksamem Korndurchmesser bei einer Filtergeschwindigkeit von 1 bis 2,5 m in 24 Stunden beträgt nur 3 bis 8 mm. Nach Hazen soll man bei 2,4 m Filtergeschwindigkeit ein

Drainrohr von	10	15	20	25	30	cm Durchm.
höchstens	27	70	142	258	409	qm entwässern lassen.

Entlüftungsrohre an den Kopfenden der Sammelstränge sind zwecklos, denn Filter sind unter allen Umständen von unten zu füllen, damit nicht Luftblasen Löcher reifsen. Das Kaiserl. Gesundheitsamt verlangt, dafs die Filtergeschwindigkeit 100 mm/st nicht übersteige. Gröfsere Filtergeschwindigkeit kürzt die Betriebsdauer der Filter.

Die Sammelstränge münden in einen meist in der Filterachse liegenden gemauerten **Hauptstrang,** in dem ebenfalls nur sehr geringer Druckverlust auftreten darf. Er kann in die oberen Stützschichten sorgfältig gedichtet hineinragen oder — sicherer — in die Filtersohle versenkt sein. Die Sohle der Filter wird ähnlich wie bei Hochbehältern versichert; läfst man sie von den Sammelsträngen aus beiderseitig ansteigen, so braucht man weniger Schüttung für die unterste Lage.

Da Filtersand im Wasser unter fünffacher Böschung hält, kann man an Unterstützungshöhe, z. B. durch Ersatz des Grobsandes und Kieses durch Backsteinlagen mit offenen Fugen (Filter von Muir), sparen.

In Europa pflegt man das Filterbett 0,9 bis 1,3 m hoch zu überstauen, wobei die Wassertiefe noch in dem Mafse zunimmt, wie die Sandlagendicke abnimmt. Anstandslos verlaufene Versuche von Hazen mit nur 15 bis 30 cm Wassertiefe zeigten, dafs Höhenersparnis statthaft wäre.

Da der Betrieb offener Filter leicht durch Frost und Algenbildung gestört wird, baut man heute meist gedeckte Filter. Die Eindeckung geschieht wie bei Hochbehältern (s. daselbst), nur bringt man verglaste Luken zur Erhellung während der Reinigungsarbeiten an. Offene Filter erhalten rings wasserdichte Böschung (Anlage etwa 1 : 2), weil Mauern durch den Schub einer Eisdecke leiden und die Entfernung des Eises erschweren.

Filtergeschwindigkeit im Mittel etwa 1,6 m in 24 Stunden; jedoch kommen auch wesentlich gröfsere Geschwindigkeiten (Stuttgart, staatl. Werk 4,38, Barmen, Stauweiherwasser 4,94 m/Tag) vor. Ist die gröfste vorgesehene Filterdruckhöhe (= Filterdruckverlust), z. B. 1 m, infolge Verschmutzung der Sandoberfläche erreicht, so mufs gereinigt werden. Die Betriebsdauer eines Filters zwischen zwei Reinigungen beträgt

i. M. zwei bis sechs Wochen, wechselt sehr und kann auf wenige Tage herabsinken.

Für die Fortschaffung des abgekratzten Sandes durch Schubkarren ist es zweckmäfsig, eine Rampe vorzusehen, über der die Decke entsprechend hoch zu machen ist.

Das Wasser mufs in breiter Fläche ins Filter eintreten, so dafs es den Sand nicht aufwühlt. Man mufs imstande sein, jedem Filter Reinwasserproben zu entnehmen. Jedes Filter mufs von der Reinwasserleitung behufs Ausschaltung schlechten Wassers abgesperrt, vollständig entleert und von unten bis zur Sandoberfläche mit Reinwasser gefüllt werden können. Letzteres kann mittels einer eigenen, die Hauptsammler verbindenden Leitung geschehen. In der Regel soll man das nach einer Reinigung oder Ergänzung des Feinsandes gewonnene Wasser eine Zeitlang ablassen.

Bei Zusatz von Fällungsmitteln, die ein Zusammenballen der kleinsten Teilchen bewirken, können **Schnellfilter,***) wie das Jewell-**) oder das Warren-Filter genügen. Sie werden meist mit 4 bis 5 m/st Filtergeschwindigkeit betrieben und ermöglichen Platzersparnis gegenüber den üblichen Sandfiltern. Der Sand befindet sich in offenen Bottichen oder geschlossenen Kesseln, und die Reinigung geschieht, ohne dafs die Filterfläche betreten wird, wöchentlich bis mehrmal täglich durch Auswaschen der ganzen Sandschicht unter Anwendung von Wasserdruck, häufig unter Mithülfe von Rührvorrichtungen. Bezüglich des Kröhnke- und Missong-Filters s. unten (Enteisenung).

c. Enteisenung.

Das Grundwasser der norddeutschen Tiefebene enthält kohlensaures und humussaures Eisenoxydul, so dafs Anlagen mit Grundwasser von 2 bis 4 mg/l häufig, selbst solche für 20 mg/l ausgeführt sind. Das Eisen fällt aus, wenn die löslichen Oxydulsalze durch den Sauerstoff der Luft oxydiert werden. Die Eisenausscheidung wird durch Kohlensäure verzögert, durch Kalk beschleunigt. Ein eingearbeitetes, also mit Eisenhydroxyd durchsetztes Filter wirkt besser als ein neues. Das an organische Stoffe gebundene Eisen ist das schwieriger zu entfernende.***)

1. **Verfahren von Piefke.**†) Das Rohwasser wird zwecks Lüftung im Riesler (Lüfter) über eine etwa 3 m hohe, auf einem Eisenrost ruhende Koksschicht verteilt, wobei ohne die Reservefläche stündlich 2 bis höchstens 7 cbm auf 1 qm Grundfläche kommen. Verteilung durch Streudüsen oder durch Rinnen; die Rinnen geben das Wasser auf Wellbleche auf, die in den Tälern und Bergen (für den Notfall) gelocht und umrändert sind. Bei der Feststellung des Verteilerquerschnittes und der Höhe der

---

*) Gerhard, Gesundhtsing. 1900 S. 205 u. Fortsetzungen.

**) Z. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1906 S. 228 (Triest); Journ. Gasb.-Wasserv. 1907 S. 417 (Alexandria), S. 546 (Damiette); Schreiber, Mitt. d. K. Prüf.-Anst. f. Wasservers. u. Abwässerbes. 1906 Nr. 6; Gesundhtsing. 1911 S. 794.

***) Schmidt u. K. Bunte, Ueb. d. Vorgänge bei der Enteisenung, Journ. Gasb.-Wasserv. 1903 S. 481 u. 503.

†) Wellmann (Beelitzhof), Journ. Gasb.-Wasserv. 1894 S. 597; Pippig (Kiel), Journ. Gasb.-Wasserv. 1896 S. 650; Prinz (Oranienburg, Forst i. L., Lichtenberg, Wildau), Journ. Gasb.-Wasserv. 1902 S. 149, 163, 183 u. 941.

Blechränder ist zu berücksichtigen, dafs bei manchen Anlagen der Koks vom Eisenschlamm durch Spülen befreit wird, wobei man so viel Wasser durch eine Verteilrinne laufen läfst, wie sonst durch 4 bis 6. Man spült etwa zweimal wöchentlich, andernfalls wird etwa jährlich der tiefer befindliche und daher stärker verschlammte Koks entfernt (wofür eine Tür vorzusehen ist), gewaschen und später verfeuert, oder es wird der Koks einige Jahre belassen und dann weggeschüttet.

Häufig wird (Charlottenburg) statt der Koks- eine Backsteinpackung benutzt, deren Steine, falls sie im Laufe der Jahre trotz häufiger Spülung verschlammen, herausgenommen, mit einem Blech abgeschabt und abgespült werden. Endlich wird (Tegel, Friedrichshagen) vielfach über Holzhorden (Patent Zschocke), d. i. über sich kreuzende Packe aus Brettern, die auf schmaler Kante stehen, gerieselt. (Man stapelt etwa 30 Packe zu je 10 cm Höhe aufeinander.) Die Bretter lassen sich durch Flacheisen ersetzen. Umgeben sind die

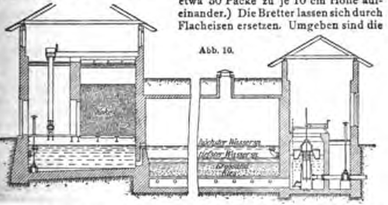


Abb. 10.

Horden von Gittern aus schräg gelegten Brettern, so dafs durch die Spalten Luft treten kann und verspritztes Wasser in den Riesler zurückläuft.

Vom Riesler tropft das Wasser in ein Absatzbecken (Rieslersumpf), wo es einige Stunden verweilt und den gröfsten Teil des Eisens absetzt, für dessen bequeme Fortschaffung durch eine von der tiefsten Sohlenstelle ausgehende Dohle zu sorgen ist. Ein Ueberfall (Trompete mit anschliefsendem Rohr) bringt das eisenarme Wasser auf ein Filter, wo die Enteisenung, soweit sie bei dem betreffenden Wasser überhaupt durchführbar ist, vollendet wird. Am einfachsten ist es, das Filter als Grobfilter mit Kies von 1 bis 4 mm dicken Körnern zu gestalten, das so wie ein gewöhnliches Sandfilter entwässert, aber nach Abhub von 1 oder mehr cm Kies durch Rückspülung mit Reinwasser gereinigt wird. Daher liege der Spiegel im Reinwasserbehälter zwischen dem Rohwasserspiegel und der Kiesoberfläche. Die Filtergeschwindigkeit wählt man meist zu $^1/_2$ bis 1 m/st.

Statt der Filter üblicher Bauart werden häufig Kröhnke-Filter*) benutzt, bei denen sich der Sand in einer liegenden Trommel befindet.

*) Z. f. angew. Ch. 1900 Heft 46; Journ. Gasb.-Wasserv. 1906 S. 12. Aehnlich Missong-Filter, Journ. Gasb.-Wasserv. 1912 S. 254, 446 u. 704.

Durch die Lagerzapfen fliefst das Wasser zu und ab, und das Waschen des verschmutzten Sandes erfolgt mittels Gegenstromes bei gleichzeitiger Drehung der Trommel. **Bollmann**[1]) verwendet stehende geschlossene Kessel, in denen das oben zufliefsende Wasser durch 1,6 m Sand zu einem Rost aus feingeschlitzten messingenen Sammelrohren dringt. Er reinigt durch Rückspülung, wobei ein mittleres senkrechtes Steigestrahlrohr mithilft.

2. **Das Verfahren von Oesten** ist für kleinere Ortschaften geeignet, weil es nur eine einmalige Hebung des Wassers erfordert. Es fällt etwa 3 m hoch aus Brausen auf den Spiegel des Behälters. In die Fallleitung des letzteren ist bei den neueren Ausführungen[2]) als geschlossener Teil ein Filter mit einer 30 cm hohen Schicht Kies von einheitlichem Korn (gewöhnlich Graupenkies) eingeschaltet, Filtergeschwindigkeit etwa 1 m/st. Wenn der Druckverlust nach je einigen Wochen im Filter auf 20 bis 40 cm gestiegen ist, wird durch Rückspülung gereinigt. Auch die Brausen müssen nach achttägigem oder mehrwöchentlichem Betrieb wieder gereinigt werden.

3. **Deseniss & Jacobi,** A.-G. in Hamburg, lüften bei Kleinanlagen, indem sie[3]) mit ihren „Bastardpumpen" mit dem Wasser zugleich Luft in das Filter fördern, das durch Rückspülung zu reinigen ist.

4. Für einzelne Gebäude genügt es nach **Dunbar,**[4]) zwecks Lüftung das Filter über Nacht leer stehen zu lassen und durch Rückspülen zu reinigen.

5. Die G. m. b. H. **Halvor Breda**[5]) in Charlottenburg verteilt bei ihrer geschlossenen Vorrichtung das unter Druck stehende Wasser nebst eingeblasener Prefsluft von einem kleinen Mischkessel aus, in dem Stofsplatten durch Wirbel innige Mengung bewirken sollen, auf einige stehende Walzenkessel, in denen das Wasser durch porige, vulkanische Steine aufsteigt. Die überschüssige Luft entweicht in jedem dieser Behälter durch ein oben angebrachtes Entlüftungsventil, während das Wasser durch ein Ueberlaufrohr auf ein im unteren Teil des Behälters befindliches Sandfilter fliefst. Die Spülung geschieht mit Reinwasser, u. zw. abwärts in den Steinen, aufwärts im Sand, den man zugleich mit einem Rührwerk umrührt.

Weitere Verfahren rühren von v. d. Linde und Hefs,[6]) Bock[7]) und anderen her.[8])

6. Bei der Enteisenung fällt auch **Mangan** aus. Ein sicheres Verfahren zur Entfernung des Mangans gibt es jedoch nicht.[9])

d. Weichmachen.

Hartes Trinkwasser wird nach dem Verfahren von Clarke und Atkins in einigen englischen Städten durch Kalkzusatz weich gemacht. Weichmachen von Kesselspeisewasser (II. Bd., Abschn. Dampfkessel S. 57).

---

[1]) Kiel: Birnbaum, Journ. Gasb.-Wasserv. 1911 S. 274.

[2]) Z. d. V. d. I. 1906 S. 1114; Journ. Gasb.-Wasserv. 1906 S. 481. — [3]) D. R. P. 180687.

[4]) Lübbert, Deutsche Vierteljahrsschr. f. öffentl. Gesundheitspflege 1905 S. 581.

[5]) Vegesack: Wagner, Journ. Gasb.-Wasserv. 1909 S. 55. Lehe, offene Schnellfilter nach Enteisenung: Friese, Journ. Gasb.-Wasserv. 1912, S. 152 u. 548.

[6]) München-Gladbach: Journ. Gasb.-Wasserv. 1898 S. 730.

[7]) Hannover: Journ.-Gasb.-Wasserv. 1904 S. 737 u. 1104.

[8]) Többen, Gesundhtsing. 1907 S. 745 u. 761.

[9]) Manganschwierigkeit in Breslau: Lührig, Gesundhtsing. 1908 S. 629 u. 645; Debusmann, Journ. Gasb.-Wasserv. 1908 S. 963 u. 990.

e. Entsäuern.

Zur Entfernung freier Kohlensäure dient Regenfall und Rieselung über Marmor. Im Stadtwaldwasserwerk zu Frankfurt a. M.*) läfst man das Wasser mit einer Filtergeschwindigkeit von 80 m im Tag durch je 8 cm Marmorkies von Walnufs-, Bohnen- und Erbsengröfse und 60 cm Marmorgriefs aufsteigen.

f. Sterilisieren.

Durch Schnell- oder Vorfilter blank gemachtes Wasser läfst sich mit Hülfe von Ozon**) oder ultraviolette Bestrahlung mit Quarz-Quecksilberdampflampen***) sterilisieren. Letzteres Verfahren wird unanwendbar, wenn, wie z. B. in Moorwasser, Kolloide vorhanden sind. Für Züricher Seewasser veranschlagte Peter†) die Kosten wie folgt:

	Anlage für 100 cbm im Tag Mark	Gestehung s. Zinsen und Tilgung für 100 cbm Mark
Ozonbehandlung für sich allein ungefähr .	1500	0,60
Dsgl. samt Vorklärung mit Aluminiumsulfat, Jewell-Filter	4000	1,48
Bestrahlung für sich allein, 37 W Stromverbrauch für 1 cbm	800	0,51
Dsgl. mit Stufen- und Schnellsandfilter . .	3000	1,08

E. Sammlung. (Hochbehälter.)

1. **Allgemeines.** Der Behälter (Verteilungsbehälter, Ausgleichbehälter, Reinwasserbehälter) mufs sowohl bei gleichmäfsigem 24-stündigen Pumpen zur Mithülfe bei Tag, als auch bei $8^1/_2$-stündigem Pumpenstillstande zur Aushülfe in der Nacht ungefähr 18 % des gröfsten oder 30 % des mittleren Tagesverbrauches, vermehrt um den Löschbedarf von 150 bis 300 cbm, fassen. Bei langer Quelleitung soll der Behälter Ausbesserungen wegen den ganzen Tagesverbrauch fassen können. Trinkwasserbehälter sind stets einzudecken. Die Rohrnetze werden bei ebener Stadt am billigsten, wenn man die Behälter ungefähr in die Schwerpunkte der Bezirke legt, für die sie bestimmt sind. Der Bodengestalt und Grunderwerbskosten wegen tut man dies jedoch nur selten. Nähe am Pumpwerk erleichtert die Aufsicht. Ein Endbehälter auf der der Gewinnungsstelle abgewendeten Stadtseite (Gegenbehälter genannt, wenn aufserdem ein Behälter auf der Gewinnungsseite) bewirkt aber gleichmäfsigere Druckverteilung während starken Verbrauches. Grofse Städte erhalten am besten mehrere Behälter.

Wo Anhöhen vorhanden sind, werden die Behälter mehr oder weniger in den Boden versenkt (Wasserkeller), andernfalls auf Gerüste oder Türme gesetzt (Wassertürme).

*) Scheelhase, Journ. Gasb.-Wasserv. 1909 S. 822.
**) Daske, Deutsche Vierteljahrsschr. f. öffentl. Gesundheitspflege 1909 S. 395.
***) Courmont, Journ. Gasb.-Wasserv. 1911 S. 675; Bujwid, ebenda S. 853; Grimm & Weidert, Mitt. Materialpr.-Amt 1911 Heft 14.
†) Journ. Gasb.-Wasserv. 1912 S. 649.

2. Für gemauerte Behälter (Abb. 11 u. 12) ist Gleichmäfsigkeit, Festigkeit und Undurchlässigkeit des Untergrundes wichtig. Sie erhalten bis 5 m Wassertiefe und meist rechtwinkligen Grundrifs. Dieser ist bei einer Kammer und wagerechtem Grund am besten quadratisch, bei zwei Kammern, damit die Zwischenmauer kürzer ausfalle, $1^1/_2$mal so lang als breit. Der Umfang kommt bei einfacher Kammer am billigsten, wenn er einen Vollkreis bildet; bei zwei Kammern, wenn zwei Hufeisenkreisbogen untereinander und mit der geraden Zwischenmauer Winkel von ungefähr 120° einschliefsen. Die Wände werden in hydraulischem (meist Zement-) Mörtel gemauert. Innerer Putz (aus

Abb. 11.

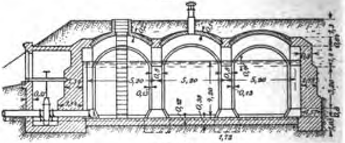
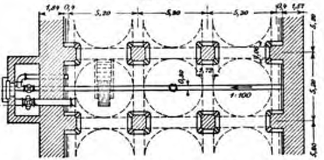


Abb. 12.



1 R.-T. Portlandzement, $1^1/_2$ bis $2^1/_2$ Sand, auch wohl, falls der Sand wenig feines Korn enthält, mit Zusatz von 0,1 Fettkalk als Kalkmilch) ist in mehreren, zusammen 1 bis 2 cm starken Lagen mindestens bis über Wasserspiegel anzuwenden. Er erhöht die Wasserdichtheit und erschwert, weil glatt, den Pflanzenansatz. Lehmschlag hinter den Wänden kommt vor. Die Wände müssen bei leerem Behälter dem Erddruck, und namentlich bei gefülltem dem Wasserdruck sowie etwaigem Gewölbeschube widerstehen. Bei beiden Belastungsarten mufs die Stützlinie im inneren Drittel (Kern) der Mauer bleiben. Zwischenmauern müssen einseitigem Wasserdruck und je nach dem Bauvorgange auch einseitigem Gewölbeschube oder dem Unterschiede des beiderseitigen Gewölbeschubes bei einseitiger Ueberschüttung

Digitized by Google

widerstehen. Für die Einwölbung*) sind Tonnnengewölbe (preufsische Kappen) über Gurtbogen, die auf Pfeilern ruhen, das einfachste. Mitunter werden auch böhmische Kappen angewendet. Kleinere zylindrische Behälter deckt man mit Kuppeln. Ziegelgewölbe erhalten eine wasserdichte Abdeckung von 1 bis 2 cm Zementmörtel oder Zementmörtel und darüber etwa 15 cm Lehmschlag oder 1 bis 1,5 cm Asphalt oder Asphaltpappe, deren Fugen man mit Asphalt dichtet, oder Asphaltfilzplatten u. dgl.; Betongewölbe meist Zementputz (etwa 1 cm aus 1 R.-T. Portlandzement und 3 R.-T. Sand). Ueber die Abdeckung kommt Erde. Damit der Frost nicht bis zum Gewölbe dringe, genügen 0,9 bis 1,2 m Erde, damit Rasen gedeihe, der das Eindringen der Aufsentemperatur sehr vermindert, 30 cm Erde. Man kann übrigens dünnere Decken anwenden, z. B. Holzzement auf Schwemmsteinkappen mit 10 cm Kiesdeckung. Die Behältersohle wird bei Erduntergrund mit 40 bis 60 cm Zement- oder Trafsbeton oder Beton in Verbindung mit Ziegellagen versichert und erhält eine Zementputzschicht, seltener Asphalt. Der Putz oder Asphaltgufs kann zu oberst oder zum Schutze gegen Verletzung unter Ziegelpflaster liegen.

Der Boden mufs sich reinigen lassen, darf also nicht einzelne Vertiefungen enthalten. Dagegen ist schwaches Gefälle nach der vertieften Stelle (Sumpf) am Entleerungsrohr oder am Auslaufrohr, wenn dieses zugleich zum Entleeren dient, zweckmäfsig. Zum Entweichen der Luft beim Füllen sind Oeffnungen mit gemauerten Schloten oder gufseisernen (mit eingelegtem Metallgewebe, Abb. 13), auch wohl tönernen Aufsätzen, die das Eindringen von Tieren hindern, anzubringen.**)

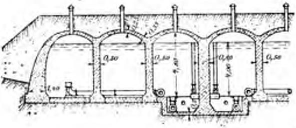
Abb. 13.

Einsteigöffnungen, durch die kein Tagewasser einlaufen kann, auch wohl Steigeisen, feste Leitern oder Treppen sind vorzusehen. Jede Kammer enthält ferner einen Zulauf, einen Ablauf, einen Ueberlauf, einen Schwimmer oder sonstigen Wasserstandanzeiger, oft mit elektrischer Fernleitung, und eine meist den Ueberlauf aufnehmende oder (vielleicht entfernt vom Behälter) vom Ablauf abzweigende Entleerung. Zu- und Ablauf auf entgegengesetzten Seiten verhindern Wasserstillstand mit erhöhter Bakterienvermehrung. Treten daher Zulauf- (Speise-, Steig-) rohr und Ablauf (Entnahme-, Fall-) rohr an gleicher Stelle ein, so verlängere man eins der Rohre bis zur entgegengesetzten Wand. Auch kann ein einziger Strang bis zum Behälter führen und sich hier in einen über dem Wasserspiegel mündenden Zulauf und in ein Ablaufrohr mit einer Rückschlagklappe gabeln. Bei Quellwasserbehältern erfolge der Einlauf von oben, damit nicht das wärmere***) Oberflächenwasser stagniere. Die Zulauf-, Ablauf- und Entleerschieber stellt man bei billigen, kleinen Anlagen ins Wasser oder an geeigneten Leitungsstellen in die Erde, auch wohl in Schächte; bei gröfseren in eine gemeinschaftliche wasserdichte, zugängliche Schieberkammer (Schieberkeller). Sind mehrere Behälter ungleicher Höhenlage vorhanden, so

*) III. Bd. S. 177 u. 288.
**) Gegen mutwillige Verunreinigung schützende Lüftungshaube s. Birnbaum, Journ Gasb.-Wasserv. 1911 S. 276.
***) v. Böhmer, Gesundhtsing. 1904 S. 486.

ist bei den tiefer gelegenen durch selbsttätige Schwimmerventile dafür zu sorgen, dafs der Zulauf aufhört, wenn der betreffende Behälter gefüllt ist.

Abb. 14.



3. Für **Stampfbetonbehälter** ohne Eiseneinlagen (Abb. 14) gelten dieselben Regeln wie für gemauerte, nur sind bei ihnen Kugelformen der Gewölbe der schwierigen Schalung wegen zu teuer. Am gebräuchlichsten sind heute Behälter aus Eisenbeton.*) Bei kreisförmigem Grundrifs empfehlen sich bei ihnen Kuppeln (Abb. 15), bei rechteckigem Tonnengewölbe und Balkendecken (Abb. 16).

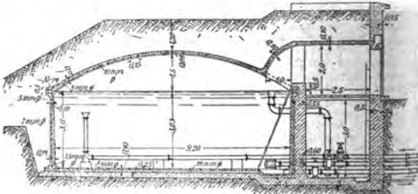
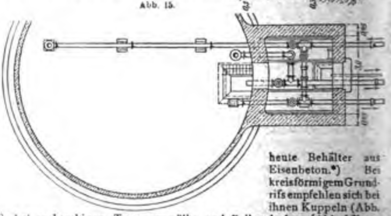


Abb. 15.

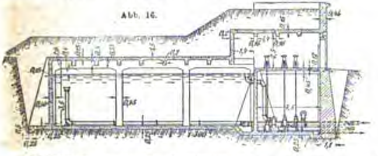


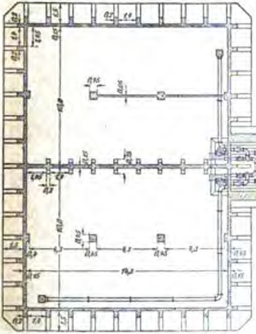
*) Eisenbeton, I. Bd. S. 581 u. III. Bd. S. 262.

Digitized by Google

4. Wassertürme mit Eisenbottich.*) Man macht den Bottich als schmiedeiserne Trommel mit hängender Kugelhaube nach Dupuit, hängender Halbkugel nach amerikanischem Vorbild oder nach Intze, weil dies weniger Unterstützungsmauerwerk und Maueransichtfläche erfordert, mit stützendem Kegelboden und Gegenboden.

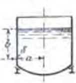
Abb. 16.





Bezeichnet (Abb. 17) a den Trommelhalbmesser in cm, b die Tiefe unter der Wasseroberfläche in cm, δ die Blechdicke in cm,

Abb. 17.



*) Forchheimer, Berechnung ebener und gekrümmter Behälterböden, 2. Aufl. Berlin 1909. Wilh. Ernst & Sohn. Barkhausen, Z. d. V. d. I. 1900 S. 1594 u. 1681. Forchheimer, Berechnung von Behältern auf Winddruck, Z. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1902 S. 343; 1905 S. 329; s. auch Festigkeit der Platten und Gefäße, I. Bd. S. 600; Hochbau, III. Bd. S. 367; Wasserversorgung der Bahnhöfe, III. Bd. Eisenbahnwesen.

so ist in der Tiefe b die Beanspruchung des vollen Trommelblechs $\frac{a\,b}{1000\,\delta}$ kg/qcm.

In den Nietreihen ist die Beanspruchung entsprechend stärker. Sind die lotrechten Stöfse nicht mit Doppellaschen überdeckt, so entstehen überdies Nebenspannungen.

Bezeichnet (Abb. 18 u. 19) G den lotrechten Gesamtdruck in kg, den das Wasser auf den Boden aufserhalb eines Parallelkreises vom Halbmesser x (in cm) des Aufsenbodens bzw. innerhalb eines Parallelkreises des Innenbodens ausübt (also das Gewicht in kg der Wassermasse, die aufserhalb bzw. innerhalb jenes Kreises aufruht), ferner α den Neigungswinkel des Bodens im Umfange dieses Kreises, so ist die Inanspruchnahme des vollen Bleches in Richtung der stärksten Neigung

Abb. 18.

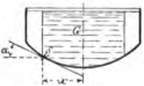
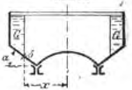
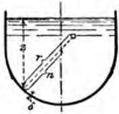


Abb. 19.



$$\sigma = \frac{G}{2\,\pi\,x\,\delta \sin\alpha}\ \text{kg/qcm.}$$

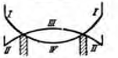
Abb. 20.



Bezeichnet ferner (Abb. 20)

- τ die Zugspannung des vollen Bleches in wagerechter Richtung in kg/qcm,
- z die Tiefe unter der Wasseroberfläche in cm,
- r den Krümmungshalbmesser des Meridians in cm,
- n die Länge der zum Boden Winkelrechten zwischen ihm und der Behälterachse in cm,

Abb. 21.



so ist

$$\pm\frac{\sigma}{r} + \frac{\tau}{n} = \frac{z}{1000\,\delta},$$

dabei ist (Abb. 21)

		I	II	III	IV
für die Böden					
das Vorzeichen von	$\frac{\sigma}{r}$	$-$	$-$	$+$	$+$
und bedeutet	σ	Druck	Zug	Druck	Zug
	τ	Zug	Druck	Druck	Zug.

Hiernach findet sich (Abb. 22) für nicht unterbrochene Kugelinnenböden, für die $r = n$ ist, wenn h den Höhenabstand des Spiegels und y den eines beliebigen Bodenpunktes vom Bodenmittelpunkte in cm bedeutet,

$$\sigma = \frac{r}{2000\,\delta}\left(h \pm \frac{y}{3}\cdot\frac{3r - 2y}{2r - y}\right);\quad \tau = \frac{r}{2000\,\delta}\left(h \pm \frac{y}{3}\,\frac{9r - 4y}{2r - y}\right),$$

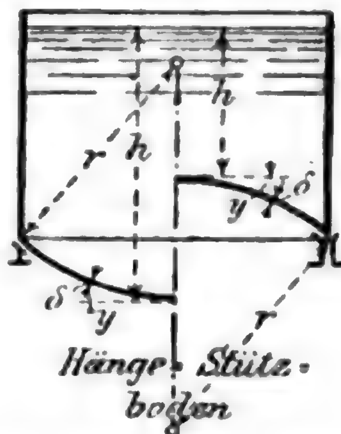
Digitized by Google

wobei sich + auf Stützböden, — auf Hängeböden bezieht. Hiernach ist bei Kugelinnenstützböden τ und bei Kugelinnenhängeböden σ die gröfsere, also die für die Wahl der Blechstärke δ mafsgebende Spannung. Ferner nehmen bei ersteren σ und τ gegen die Mitte ab, bei letzteren gegen die Mitte zu, wo sie den Wert

$$\sigma = \tau = \frac{r h}{2000 \delta}$$

annehmen. Auch kann bei kleinem h bei Hängeböden τ negativ werden, d. h. gegen den Rand hin in Druck übergehen. Bei hängender Halbkugel geschieht das für $h < \frac{5}{8} r$.

Abb. 22.



Für Kegelböden ist $r = \infty$ und

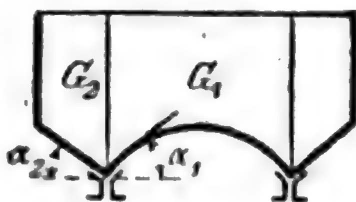
$$\tau = \frac{n s}{1000 \delta} = \frac{\iota\, x s}{1000 \delta \sin \alpha}.$$

Innere Stützböden, ob Kugeln oder Kegel bildend, erfordern, weil sowohl σ als auch τ Drücke darstellen, Aussteifung gegen Einbeulen.

Auf dem Mauerwerk lagern die Bottiche mittels eines am besten schmiedeisernen Druckringes (Auflagerring) oder sie hängen bei Ausbildung nach Abb. 20 an lotrechten Stützen, die durch zwei Ringe verbunden sind. Denkt man sich über dem Druckring einen lotrechten Zylinder errichtet und bezeichnet man das Gewicht der Wassermasse innerhalb desselben mit G_1 und das aufserhalb mit G_2 (in kg), ferner die Winkel, unter denen am Druckringe der Boden geneigt ist, mit α_1 und α_2, so ist die im Druckringe wirkende (in kg ausgedrückte) Kraft P (also das Produkt aus Druckbeanspruchung und nutzbarem Querschnitt des Ringes) bei Hängeböden:

$$P = G_1 \frac{\operatorname{ctg} \alpha_1}{2 \pi}$$

Abb. 23.



und bei Intzeschen Bottichen (Abb. 23):

$$P = \frac{1}{2\pi} (G_2 \operatorname{ctg} \alpha_2 - G_1 \operatorname{ctg} \alpha_1).$$

Man baut letztere so, dafs bei vollem Behälter $G_2 \operatorname{ctg} \alpha_2$ nahezu $= G_1 \operatorname{ctg} \alpha_1$ wird.

Würde sich ein Druckring ohne Längenänderung in einen elliptischen Ring verwandeln, so würde der von einem Hängeboden auf die Ringteile ausgeübte Radialzug ungleich werden, und zwar gröfser, wo die Durchmesser wachsen, kleiner, wo sie abnehmen. Der Ring würde also nicht knicken, sondern in die alte Kreisform zurückkehren.*)

Mit Rücksicht auf Rost mache man die Bleche mindestens 5 mm dick. Der Einbau eines Treppenzylinders erhöht die Spannung im Durchdringungskreise beinahe auf das Doppelte. Man kann ein bis zum Wasserspiegel reichendes Steigrohr samt einem vom oder nahezu

*) Ueber das Aufbiegen von Ringen, Forchheimer, Journ. Gasb.-Wasserv. 1911 S. 1231.

vom tiefsten Punkte ausgehenden Fallrohr anwenden, oder ein gemeinschaftliches Steig- und Fallrohr.*) Ein Ueberlauf mit Wasserspeier oder Abfallrohr ist vorzusehen. Einfache Steigrohre (Standrohre) als Druckregler veranlassen häufig Ueberlaufen; Windkessel sind vorzuziehen.

Die Bottiche ruhen meist auf Mauerwerk, das auf Druck und Biegung des Turmes durch Winddruck (150 bis 200 kg auf 1 qm Ansichtfläche) zu berechnen ist. Bei Ersatz des Mauerwerks durch Eisenrüstung ist überdies die Verankerung bei leerem Behälter zu berechnen.

Die Berlin-Anhaltische Maschinenbau-A.-G. gibt folgende Tafel:

Spiegelhöhe über Gelände		Inhalt	Intze-Boden 5 cm starke Monier-Verkleidung						Hängeboden 1/2 Stein starke Lochsteinausmauerung					
		cbm	25	50	100	150	200	400	500	600	800	1000	1200	1500
	Gewicht in t	Behälter	5,5	7,0	12,0	15,0	17,0	28,6	38,0	43,0	46,0	75,0	90,0	105
20	Gewicht in t	Unterbau, falls in Eisen	9,0	11,0	14,0	19,0	21,0	27,5	29,0	30,5	42,0	56,0	60,0	75,0
30			11,0	15,0	20,0	26,0	20,0	42,0	45,0	47,5	62,0	77,0	90,0	105
40			13,3	[illegible]	26,5	32,0	35,0	55,0	57,0	61,0	80,0	100	120	150
50			15,4	22,0	31,5	37,0	41,5	64,0	70,0	75,0	105	125	150	190

Unter Behälter ist hierbei der Bottich, die eiserne Dach- und Hüllkonstruktion und die Leitern vom Tropfboden in den Bottich und zu den Rundgängen verstanden.

Ringförmige Behälter mit Stützböden kann man an Schornsteinen anbringen; sie wiegen nach F. A. Neuman in Eschweiler bei einem Inhalt von

10	20	30	40	60	80	100	150	200 cbm
3,7	5,2	6,9	8,5	11,3	13,6	15,8	21,0	26,0 t.

5. **Wassertürme in Eisenbeton****) zeigen entweder die Formen des Intze-Behälters oder einen runden Bottich oder viereckigen Kasten, der auf Eisenbetonbalken ruht. Diese können parallel liegen oder auch als Haupt- und Querbalken angeordnet sein.

F. Wasserverteilung.

a. Hauptzuleitung.

Kostet die Verzinsung und Abschreibung eines Stranges vom Durchmesser D m den Betrag $k_1 D$ *M* und die Metertonne Arbeit zum Betriebe einschl. der auf sie entfallenden Verzinsung und Abschreibung der Pumpen k_2 *M*, und ist die Betriebshäufigkeit, nämlich das Verhältnis der jährlichen Betriebsstunden zur Stundenzahl des Jahres $= \beta$, so soll der vom Pumpwerk ausgehende Druckstrang, soweit er unverzweigt ist, einen solchen Durchmesser erhalten, dafs während des Betriebes die sekundliche Strömungsgeschwindigkeit $v = 0{,}0175 \sqrt[3]{k_1 : \beta k_2} = \frac{0{,}5 \text{ bis } 0{,}6}{\sqrt[3]{\beta}}$ herrscht, also v z. B. für durchschnittlich 20 tägliche Betriebsstunden 0,58 m/sk und für durchschnittlich 12 tägliche Betriebsstunden 0,69 m/sk

*) Einschaltbare Kupferfederrohre, I. Bd. Abschn. Maschinenteile.

**) v. Emperger, Handb. f. Eisenbetonbau, 2. Aufl. V. Bd. Berlin 1910.

beträgt. Diese Geschwindigkeit bleibt auch, wenn Abzweigungen vorhanden sind, am vorteilhaftesten, falls die Rohrweite des Hauptstranges die Nebenstrangweiten nicht beeinflufst.

Bei Zuleitungen unter Gefälle soll nirgends Luft oder Grundwasser eingesaugt werden können.

b. Entwurf des Rohrnetzes.

Rohrnetze*) sind als Umlaufnetze zu bauen, weil sie bei gleichen Kosten bei Bränden mehr als verästelte leisten, bei ihnen tote Enden mit warmem Wasser und Niederschlägen möglichst vermieden sind und Rohrabsperrungen wenig stören.

1. Grundrifs. Für den Entwurf nehme man das Netz verästelt an und verbinde schliefslich die Zweigenden. Man führe die Hauptstränge bis zu den Schwerpunkten der durch sie zu versorgenden Stadtteile, spalte sie hier in zwei Stränge zweiten Ranges, die miteinander Winkel von 90 bis 120° einschliefsen, spalte die Stränge zweiten Ranges in gleicher Weise in den Schwerpunkten ihrer Bezirke usf. Ein von einem Punkte einer durchgehenden geraden Leitung abzweigender Nebenstrang soll mit ihr einen Winkel von 65 bis 90°, und zwei nach entgegengesetzter Seite abzweigende Nebenstränge sollen mit ihr Winkel von 70 bis 90° einschliefsen. Natürlich läfst der Stadtgrundrifs die Durchführung dieser Regeln nur unvollständig zu. Nach den am schwierigsten zu versorgenden Stellen ist das Wasser auf möglichst kurzem Wege zu führen. Bei welliger Oberfläche lege man die Hauptstränge daher in die hohen Strafsen.

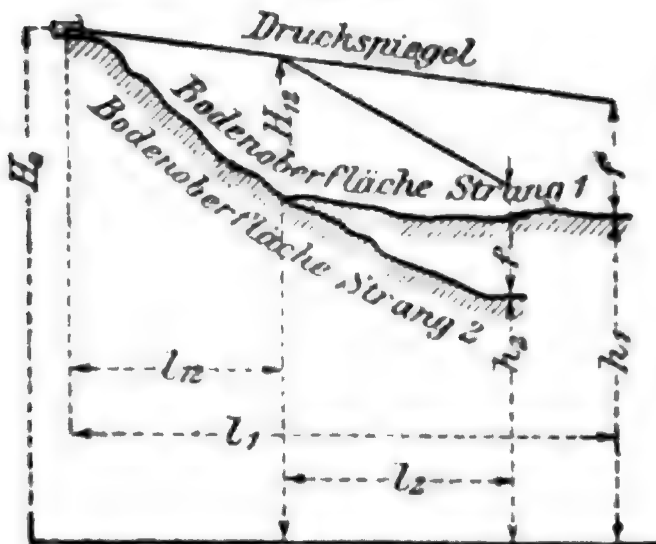
2. Rohrweiten. Nachdem der Grundrifs des Netzes festgelegt ist, kennt man an jeder Stelle die von der Seelenzahl, einzelnen Fabriken usw. abhängige Durchflufsmenge q_a cbm zur Zeit gröfsten Verbrauches (etwa am heifsesten Sommernachmittage). Zu ihr kann bei einem Brande der Verbrauch q_b zum Löschen treten. Man nehme zunächst an, dafs der Brand an der am schwierigsten zu versorgenden Stelle, also am Ende des Hauptstranges stattfinde, dann ist, wenn dort noch ein Druck f (in m) herrschen und der Druckverlust auf 1 m Rohr (das Gefälle) vom Anfang bis zum Ende des Rohres gleich grofs sein soll, ferner der freie Wasserspiegel am Hauptrohranfange (z. B. der Quelle) die Höhe H_0 über dem Meer, das Rohrende die Meereshöhe h_1 und der Strang die Länge l_1 hat (Abb. 24 S. 680), das Gefälle $= \frac{H_0 - h_1 - f}{l_1}$, und man kann die (vom Anfang gegen das Ende hin abnehmenden) Rohrweiten berechnen.**) An einer l_{12} m vom Anfange des ersten Rohres entfernten Stelle zweige das nächstwichtige oder zweite Rohr vom ersten ab. Nimmt man nun an, dafs der Brand am Ende des zweiten Rohres stattfindet, und mufs jetzt am Ende des zweiten Stranges die Druckhöhe f herrschen, so ist das Gefälle bis zu Ende des zweiten Stranges $= \frac{H_{12} - h_2 - f}{l_2}$, so dafs man auch den Durchmesser des zweiten Stranges ermitteln kann. Zweigt an einer Stelle des zweiten

*) Forchheimer, Z. d. V. d. I. 1889 S. 365; 1890 S. 679. — P. Brinkhaus, Das Rohrnetz städt. Wasserwerke, München-Berlin 1912.

**) Formeln von Weisbach, Darcy u. H. Lang, I. Bd. S. 292

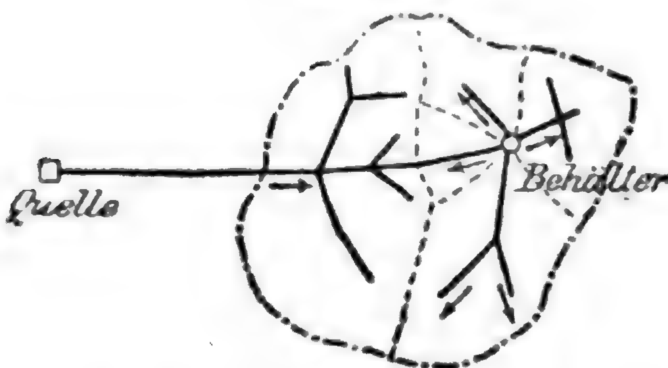
Stranges ein dritter ab, so führt das nämliche Verfahren auch diesen zum Ziele usw. — Bei Bränden an einem Punkte eines bindungsstranges kann Löschwasser von zwei S zuströmen; es genügt also, von jeder Seite $^1/_2\ q_b$ cbm läuft. Da der Brand nah einem der Abzweigpunkte kann, berechne man das Ve dungsrohr so, als ob es au ganze Länge von $^1/_2\ q_b$ vermehrt um das Verbr wasser der Anwohner, d strömt würde. Liegt der bindungsstrang im Gefälle kann es vorteilhaft sein, nehmen, dafs das Wasser in stets nur bergab laufe.

Abb. 24.



Wenn das Hauptrohr von der Pumpe ausgeht, mache man mittlere sekundliche Geschwindigkeit während der Betriebsstunden ganzen Jahres (S. 678) $= \frac{0{,}5 \text{ bis } 0{,}6}{\sqrt[3]{\beta}}$. Hiernach ist der Haupt durchmesser und das Druckgefälle bei jeder Durchflufsmenge, also bei gröfstem Sommernachmittags- und Löschwasserverbrauch, geg Das Druckgefälle betrage dann α_1. Am H_1 m über Meer geleg Ende des ersten Rohres von der Länge l_1 m mufs dabei der Di spiegel $H_1 + f$ m über Meer liegen, wenn f wieder den erforderli Betriebsdruck in m Wassersäule bedeutet. Hiernach zeigt sich, an der Pumpe zur Zeit grö Verbrauches bei Feuer Druckspiegel $H_1 + f +$ über Meer zu liegen hat. nunmehr der Druck im e Rohr bekannt ist, kann Ermittlung der übrigen I weiten, wie vorher geschil erfolgen.

Abb. 25.



Liegt ein Behälter auf von der Bezugsquelle kehrten Seite im Rohrnetz jenseits desselben (Abb. 25), so wird der Behälterspeisestrang nu Nacht in ganzer Länge in der Richtung von der Quelle oder Pu zum Behälter durchflossen, während bei Tage in der Behälter das Wasser zurückläuft, so dafs der gröfsere Stadtteil von der Q (Pumpe), mehrere kleine aber vom Behälter gespeist werden. Jedes netz kann für sich berechnet werden. Der Speisestrang mufs wäh der Nacht bei grofsem Sommerverbrauche den Behälter füllen kön

Beträgt die mittlere tägliche Wasserabgabe bei Eröffnung Wasserwerks voraussichtlich a cbm und nach x Jahren $a + bx$

so sind den Rohren solche Weiten zu geben, als ob die Abgabe unveränderlich und $= a + bn$ wäre. Für die Zahl n gilt nachstehende Tafel:

Zinsfuſs in Prozenten	Zufluſs unter natürl. Druck			Künstliche Hebung		
	$a:b = 0$	10	20	0	10	20
4	42	46	50	31	33	34
5	34	38	41	24	26	27
6	29	33	36	20	22	23

3. Die Reibungshöhen (Druckhöhenverluste, Widerstandshöhen, verlorene Druckhöhen) sind I. Bd. S. 286 ff. angegeben. Man wähle die im Handel vorkommenden Lichtweiten der Rohre.

4. In Zonen (Höhenzonen) mit voneinander unabhängigen Netzen ist die Stadt zu zerlegen, wenn sonst Drücke über 80 m aufträten, welche die Hausleitungen verteuern würden. Bei künstlicher Hebung empfiehlt sich mit Rücksicht auf die Hebungskosten schon die Teilung in Zonen von etwa 30 bis 50 m Höhe. Jede Zone bekommt ihren eigenen Behälter.

c. Rohrnetzeinzelheiten.*)

1. Als Rohre**) benutzt man bei Drücken unter 10 at meist asphaltierte oder (falls man nicht nachteilige Wirkung auf den Geschmack fürchtet) geteerte Guſseisenrohre mit normalen Muffen (I. Bd., 6. Abschn., VII), seltener asphaltierte und mit asphaltierten Jutestreifen bekleidete schmiedeiserne Rohre. Bei Drücken über 10 at empfiehlt es sich, bei Guſsrohren die Muffen ganz oder teilweise nach dem freien Ende zu verjüngen, auch wohl mit einer Nut zu versehen, bei Mannesmannrohren hart aufgelötete und verstemmte ineinandergreifende Bunde mit losen glatten Flanschen zu verwenden. Für Heberleitungen empfiehlt sich Dichtung mit Gummischnurringen.***) Guſsrohre sind bei der Verfrachtung und Verlegung besonders bei Frost sorgfältig zu behandeln. Für gleichmäſsige Unterstützung der Stränge ist zu sorgen. Ihre Unterbettung mit etwa 15 cm Sand oder Kies ist bei Verlegung auf Fels häufig. Auch Betonsohlen mit Sandbett sind angewendet worden. Pfähle sind unter Grundwasser zulässig. In beweglichem Boden†) verwendet man schmiedeiserne Rohre, oder man versieht die Guſsrohre gewöhnlicher Muffe mit einem Gummiring, der frei etwa die doppelte Fugenstärke zum Durchmesser hat.

2. Richtungsänderungen eines Guſsstranges werden mittels Krümmer (K-Stücken) hergestellt.

---

*) O. Lueger unter Mitw. v. R. Fischer, Wasserversorgung der Städte, 2. Abt. 1908, Leipzig, Alfred Kröner Verl.; P. Brinkhaus, Das Rohrnetz 1912.

**) I. Bd. Maschinenteile: Rohre. Betonrohre: I. Bd. S. 581.

***) G. Thiem, Journ. Gasb.-Wasserv. 1912 S. 402.

†) v. Feilitzsch, Journ. Gasb.-Wasserv. 1904 S. 436; Lummert, Journ. Gasb.-Wasserv. 1904 S. 700; Metzger, Gesundhtsing. 1906 S. 191; Kirchweger, Journ. Gasb.-Wasserv. 1906 S. 851.

3. Zum Anschlufs der Nebenstränge an die Hauptstränge kann Abzweige mit verschieden weiten Abzweigstutzen verwenden nur Abzweige, die für die weitesten Nebenstränge passen, in Verbin mit Uebergangsrohren (R-Stücken). In letzterem Falle sind we Gattungen Formstücke nötig; dafür wird, weil man des Verstem wegen die Rohrgrabensohle unter den Muffen vertiefen mufs und nahe aneinander kommen, die Rohrunterbettung schwieriger.

4. Wo ein Nebenstrang (Versorgungsstrang) an einen Haupts anschliefst, ist ein Schieber (Schofs, Wasserschieber, Absperrschi einzubauen, ferner teile man durch Schieber die Hauptstränge in 1,2 km lange Strecken und das Netz der Nebenstränge in Ma von höchstens 1,5 km Rohr. Es mufs möglich sein, einen Punkt a Druck zu setzen, ohne mehr als etwa 5 Schieber zu schliefsen. üblichen Schieber verringern die Durchlaufmenge erst merklich, sie nahezu geschlossen sind.

Wasserschläge*) (Widderstöfse) schreiten in Gufsröhren mit (in m/sk) ausgedrückten Schnelligkeit

$$w = \frac{1420}{\sqrt{1 + 0{,}002\,\frac{\text{Durchmesser}}{\text{Wandstärke}}}}$$

von der Entstehungsstelle zum Einlaufe (Behälter) fort und kehren da gleich schnell zurück. Befindet sich ein offener Schieber i längs des Rohres (in m) gemessenen Entfernung l vom Behälter, hat das Wasser die Geschwindigkeit v, so tritt, falls man die D flufsfläche in der Zeit $T > 2\,l : w$ gleichmäfsig bis auf null verri nach Allievi ein Rückschlag, d. h. ein Druck ein, der den in m W säulenhöhe gemessenen Ruhedruck H um h (in m) übertrifft, w falls man die dämpfende Wirkung der Rohrreibung vernachlässig

$$\frac{h}{H} = \left(\frac{l v}{g H T}\right)^2 \left[\frac{1}{2} + \sqrt{1 + \left(\frac{g H T}{l v}\right)^2}\right]$$

ist.

5. Alle Scheitelpunkte müssen — z. B. durch Wasserpfo (Feuerpfosten, Notpfosten, Feuerwechsel, Hydranten, Druckstände mit Rücksicht auf die Füllung des Stranges und auf die durch blasen herbeigeführten Druckverluste entlüftet werden können. Füllung wegen sind Wasserpfosten unterhalb der Schieber empfeh wert. Ferner sind solche in bebauten Stadtteilen in 60 bis 1 Abstand so aufzustellen, dafs sie den Wagenverkehr möglichst w hindern. Der Entlüftung wegen sollen die Abzweigstutzen der St aufwärts zeigen. Die Stutzen erhalten gewöhnlich 65 bis 80 mm Weite. Zum Höhenausgleich dienen Flanschenrohre. Unte hydranten sind billiger, Ueberflurhydranten stets leicht zu finden, wegen des Verkehres an vielen Stellen unmöglich. Zur Entl genügen auch von Hand zu betätigende Entlüftungshähne (hähne) oder Luftschrauben, oder selbsttätige Luftständer (Winds mit Schwimmer). Bei Wasser, das losen Sinter oder Schlamm abset

*) Enzyklopädie der mathematischen Wissenschaften, IV, 20. Hydraulik S. 4

**) Vgl. I. Bd. S. 297.

empfiehlt sich, um Kratzen oder Bürsten einzuführen, der Einbau von Streifkasten (Putzkasten; wenn mit Lufthahn versehen: Spundkasten) oder Reinigungsrohren. In langen ansteigenden Drucksträngen, durch die das Wasser nur aufwärts fliefst, werden manchmal Rückschlagklappen angebracht. Zur Vermeidung zu starker Drücke in stark fallenden Quelleitungen dienen Unterbrechungsschächte (Entlastungsschächte), in denen das Wasser frei fällt. Zur Prüfung der Dichtheit des Netzes oder zu anderen Zwecken kann man in die Hauptstränge Bezirkswassermesser oder Venturiwassermesser,*) auch wohl Woltmannsche Flügel,**) einbauen (vgl. II. Bd. Abschn. Mefskunde).

6. Die Deckung zum Schutze des Wassers vor Erwärmung und der Rohre vor Zerstörung durch Lasten macht man in Deutschland meistens 1,5 m hoch (zwischen Rohroberkante und Strafsenfläche), in den Niederlanden wegen Grundwasser und häufiger nachträglicher Strafsenerhöhung 0,8 bis 1,2 m. Bei Metallteilen, die nahe bis zur Oberfläche reichen, beachte man, dafs der Boden an dieselben anfrieren und sie dann bei anhaltendem Frost heben kann.

Fliefsen stündlich W l Wasser durch eine d m weite, l m lange Leitung, deren Achse h m unter der Bodenoberfläche liegt, so gilt für die Erwärmung oder Abkühlung, wenn t_0 die Bodentemperatur in der Tiefe der Leitungsachse bedeutet (wo sie vom Rohr unbeeinflufst ist, also in gröfserer Entfernung von letzterem), ferner t_1 die Eintritts- und t_2 die Austrittstemperatur des Wassers in °C bei lehmigem Boden nach Forchheimer***)

$$\lg \frac{t_0 - t_1}{t_0 - t_2} = \frac{2{,}37\, l}{W(\lg 4h - \lg d)} \quad \text{oder} \quad \lg \frac{4h}{d} \lg \frac{t_0 - t_1}{t_0 - t_2} = \frac{2{,}37\, l}{W}.$$

Rohrnetze sind langsam zu füllen; es empfiehlt sich, schrittweise vorzugehen und alle Wasserpfosten und Lufthähne vor dem Einlassen von Wasser zu öffnen. Man vermeide, dafs gröfsere Wassermassen in geneigten Strängen mit Wucht abwärts schiefsen.

---

*) Bodmer, Journ. Gasb.-Wasserv. 1899 S. 746.

**) A. Thiem, ebenda 1896 S. 200.

***) Z. hann. Arch. u. Ing.-Ver. 1886 S. 175; 1889 S. 609; Z. österr. Arch. u. Ing.-Ver. 1906 S. 202.

14. ABSCHNITT.

Städteentwässerung.

a) Kanalisationssysteme.

Die Kanalisation eines Gebietes erfolgt entweder nach dem **Mi: system,** bei dem Schmutz- und Regenwasser vermischt durch dass Sielnetz abgeleitet werden, oder nach dem **Trennsystem,** bei dem jede Abwasserart ein besonderes Sielnetz vorgesehen ist.

Beim Trennsystem gelangt nur Schmutzwasser nach der Sammelst beim Mischsystem auch ein Teil des Regenwassers. Die Sammelstelle daher bei letzterem in Bau und Betrieb teurer als beim Trennsys

Beim Trennsystem wird der Vorfluter mit Schmutzwasser nicht lastet, während beim Mischsystem bei stärkeren Regenfällen mehr weniger verdünntes Schmutzwasser in den Vorfluter abfliefst.

Das doppelte Leitungsnetz der Trennkanalisation belastet Strafsenkörper mehr als das einfache des Mischsystems.

Das doppelte Leitungsnetz des Trennsystems stellt sich im al meinen bei hügeligem Gelände und wenn die Regensammler an vi Punkten in die Vorfluter eingeführt werden können, namentlich wenn das Regenwasser bei günstigem Strafsengefälle zum Teil o irdisch in Rinnsteinen zum Abflufs gelangen kann, billiger als einfache des Mischsystems. Umgekehrt liegen die Verhältnisse flachen Gelände und bei ungünstiger Lage des Gebietes zum Vorfl bei der eine häufige Entlastung nach dem Vorfluter nicht möglich

Die Entscheidung über die Wahl des Systems mufs daher Fall zu Fall nach den örtlichen Verhältnissen und nach wirtschaftlic Gesichtspunkten getroffen werden.

b) Anordnung des Kanalnetzes.

Beim **Quersystem** (Abb. 1) liegen die einzelnen Sammelgeb quer zum Vorfluter, und die Sammler dieser Gebiete führen Abwässer an verschiedenen Punkten in den Flufs. Der Vorteil Systems liegt in der Billigkeit der Herstellung, sein Nachteil in Verunreinigung des Flusses während seines ganzen Laufes durch Stadt. Seine Anwendung kann daher nur bei grofsen Vorfluter Frage kommen, wenn das Schmutzwasser im Flufs stark verdünnt w

Das Quersystem wird zum **Abfangesystem** (Abb. 2), wenn Ufer zur Verhütung der Flufsverunreinigung ein Abfangekanal gel wird. Sein Nachteil besteht in dem meist schlechten Gefälle des fangekanals und in seiner tiefen Lage im Grundwasser, wodurch Herstellungskosten sehr gesteigert werden (London, Wien, Dan Dresden).

Durch den Bau mehrerer Abfangekanäle übereinander parallel zumFlufs wird das Quersystem in das **Zonensystem** (Abb. 3) übergeführt, das die Möglichkeit, die unteren Zonen durch die Sielwässer der oberen zu spülen, bietet und für die Abfangekanäle günstigere Gefälle und geringere Tiefenlage im Grundwasser ergibt als das Abfangesystem (Frankfurt a. M.).

Bei vorwiegend ebenem Gelände geht man zum **Fächersystem** (Abb. 4) über, bei dem sich die Hauptsammler fächerartig von der

Abb. 1.

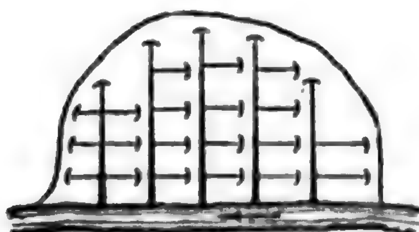


Abb. 3.

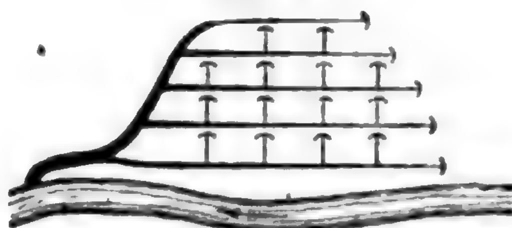


Abb. 2.

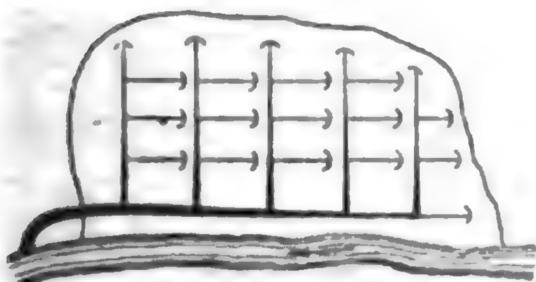
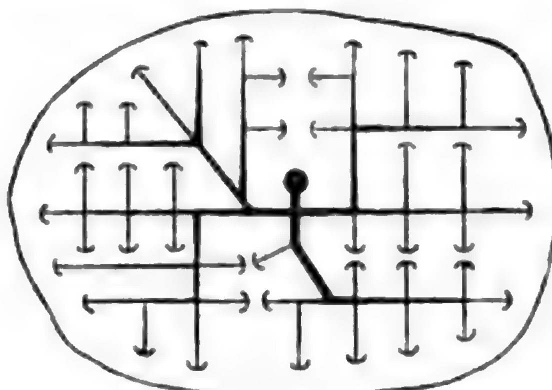


Abb. 4.



Sammelstelle aus über die Stadtfläche verteilen. Die Sammelstelle ist möglichst so zu wählen, dafs sich für die Sammler die günstigsten Gefälle ergeben (Breslau, Wiesbaden, Karlsruhe).

Alle vorgenannten Systeme haben den Nachteil, dafs die Hauptsammler von vornherein gleich so grofs angelegt werden müssen, dafs sie dem Zukunftsbedarf genügen, auch wenn gröfsere Gebietsteile erst in ferner Zukunft aufgeschlossen werden. Die Sammler sind dann für lange Zeit zu grofs und beim Hinzutreten neuer Gebiete unter Umständen schliefslich zu klein. Diesem Nachteil hilft bei gröfseren Städten das **Radialsystem** ab, das die ganze Stadtfläche in mehrere fest umgrenzte, voneinander unabhängige Entwässerungsgebiete mit eigenen Sammelstellen aufteilt. Das System schmiegt sich dem allmählichen Wachstum der Stadt an, verursacht geringere Baukosten und geringere Wasserhebekosten an den Sammelstellen und gestattet eine Verteilung der Reinigungsanlagen über den ganzen Umkreis der Stadt, wodurch billigere Preise für den Landerwerb für die Reinigungsanlagen erzielt werden. Hobrecht hat Berlin in 12 Radialsysteme geteilt.

c) Wassermengen.

1. Das **Schmutzwasser** setzt sich zusammen aus den in den Häusern und in den Werkstätten erzeugten Wirtschaftswässern und den Abgängen von Mensch und Vieh und dem zu ihrer Wegschwemmung erforderlichen Spülwasser. Seine Menge hängt ab vom höchsten Stundenverbrauch für den Kopf der Bevölkerung und der Bevölkerungs-

dichte, die ihrerseits wieder abhängig ist von der in Bauordnungen festgesetzten höchsten Bebaubarkeit der Grundstücke u Anzahl der bewohnbaren Stockwerke. Die Grundstücksfläche wie ist je nach der stärkeren oder schwächeren Aufteilung des Ge ein geringerer oder gröfserer Bruchteil des ganzen Stadtgebiete

Entfallen auf 1 ha Stadtfläche g ha Bauland; können ferne 1 ha Bauland p ha mit n bewohnbaren Geschossen bebaut und kommen auf 1 ha Stockwerkfläche e Einwohner, so ist die zahl der Bevölkerung auf 1 ha Stadtfläche

$$k = ngpe$$

und bei einem höchsten Stundenverbrauch von q l für den Ko Schmutzwassermenge für 1 ha Stadtfläche

$$q_s = \frac{ngpeq}{3600} \text{ skl/ha.}$$

Gewerbliche Abwässer aus Fabrikvierteln sind besonders zu b sichtigen, da sie in der Regel aufsergewöhnlich grofse Wasserm bringen.

Die Werte schwanken für	n von 2 bis 5,	für e von 150 bi
	„ g „ 0,7 „ 0,8,	„ q „ 7 „
	„ p „ 0,2 „ 0,6,	

so dafs sich für einen weitläufig bebauten Landhausbezirk

$$q_s = \frac{2 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}2 \cdot 150 \cdot 12}{3600} = 0{,}14 \text{ skl/ha,}$$

für ein dicht bebautes Arbeiterviertel

$$q_s = \frac{5 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}6 \cdot 350 \cdot 7}{3600} = 1{,}63 \text{ skl/ha}$$

ergeben.

In der Praxis gewählt sind

in Berlin .	0,77 bis 1,55 skl/ha,		in Karlsruhe		2,08
„ Düsseldorf	0,79 „ 1,94 „ ,		„ Cöln . .	0,93 bis 1,30	
„ Frankfurt a. M.	0,69 „ ,		„ Wiesbaden	0,15 „ 0,65	

2. Die der Berechnung der Leitungsquerschnitte zugrun legende **Regenwassermenge** ist nicht nur von der Regen sondern auch von der Oberflächenbeschaffenheit des Entwässe gebietes, seiner Flächengestaltung, seiner Ausdehnung und s Gefälle abhängig.

Bei jedem Regenfall sind zu unterscheiden Stärke, Daue Häufigkeit. Erfahrungsmäfsig nehmen Dauer und Häufigkeit m Stärke des Regens ab. Die stärksten, je beobachteten Regenfäll aus wirtschaftlichen Gründen von vornherein auszuscheiden. Je der Bedeutung des Stadtgebietes begnügt man sich, Regenfäl Berechnung zugrunde zu legen, die im Jahre höchstens 1 bis fallen oder übertroffen werden. Die nachstehende Tafel gil Dauer und Stärke von Regenfällen an, die im Jahre höchstens eintreten oder übertroffen werden.

Ort	Regendauer in Minuten					
	5	10	15	20	25	30
Berlin-Charlottenburg . .	172	125	100	83	70	63
Hannover	155	130	95	60	52	45
Darmstadt, Stadthausgarten	150	95	60	42	—	—
Darmstadt, Heinrichstr. .	123	107	46	33	33	—
Karlsruhe	125	87	55	42	33	—
Stuttgart	110	95	60	46	32	30
Daressalam	296	250	—	205	—	—

Sekundenliter für 1 ha

Nur ein Bruchteil des vom Himmel fallenden Regens gelangt in die Leitungen; der Rest verdunstet und versickert, und zwar um so mehr, je rauher die Bodenoberfläche ist. Ist q_r die auf 1 ha fallende Regenmenge in Sekundenlitern, so ist die von einer E ha grofsen Entwässerungsfläche abfliefsende Menge Q_r nicht $q_r \,.\, E$, sondern nur

$$Q_r = \varphi\, q_r\, E,$$

worin φ die Rauhigkeitszahl ist, die für

Dachflächen	zu	0,85	bis	0,95,
fugendichtes Pflaster	„	0,7	„	0,9,
gewöhnliches Pflaster	„	0,5	„	0,7,
Chaussierung und Mosaikpflaster	„	0,4	„	0,6,
Promenadenbefestigung . . .	„	0,15	„	0,3,
unbefestigte Flächen	„	0,1	„	0,2,
Parkanlagen und Gärten . . .	„	0	„	0,1,

angenommen werden kann.

Da nun eine Entwässerungsfläche sich im allgemeinen aus mehreren Flächen verschiedener Rauhigkeit zusammensetzt, so ist die Rauhigkeitszahl φ aus der Formel

$$\varphi = \varphi_1\, p_1 + \varphi_2\, p_2 + \varphi_3\, p_3 + \ldots$$

zu berechnen, worin p_1, p_2, p_3 usw. diejenigen Bruchteile bezeichnen, die die Flächen verschiedener Rauhigkeit von der Gesamtfläche ausmachen.

In der Praxis sind gewählt

in Berlin	21,19	bis	50,42	skl/ha,
„ Düsseldorf . . .	37,5	„	75	„ ,
„ Elberfeld . . .	25	„	40	„ ,
„ Frankfurt a. M.	12	„	30	„ ,
„ Heilbronn . . .	15	„	62	„ ,
„ Kaiserslautern .	56	„	110	„ ,
„ Cöln	25	„	55	„ ,
„ Königsberg. . .	40	„	60	„ ,
„ Stuttgart . . .	12,5	„	16,7	„ .

Bei Beginn des Regens liefern nur die einem bestimmten Leitungspunkt zunächst gelegenen Flächen Wasser nach diesem. Mit dem Wachsen der Dauer eines Regenfalles werden immer weitere Flächen wasserliefernd für diesen Punkt und bei genügend langer Dauer schliefs-

lich die ganze oberhalb des Punktes gelegene Entwässerungsfläche. Aus dieser Betrachtung geht hervor, daſs für weiter unterhalb gelegene Punkte des Leitungsnetzes nicht nur die Stärke, sondern auch die Regendauer bestimmend für die den Punkt durchlaufende Wassermenge ist. Dauert ein Regen nicht so lange, als die Abfluſszeit von den Randflächen bis zu dem Leitungspunkt beträgt, so gelangt nicht die volle Wassermenge $Q_r = \varphi q_r E$ in ihm zur Geltung, sondern nur ein Bruchteil derselben.

Diesen Bruchteil schematisch durch eine neue Reduktionszahl ψ, die sog. Verzögerungszahl, festzulegen, wie es von Bürkli-Ziegler, Mank, Brix, Büsing u. a. geschehen ist, wird mit Recht in neuerer Zeit nach dem Vorgang von Frühling verworfen, weil hierbei die Ausdehnung und die Gestalt der Entwässerungsfläche und die Geschwindigkeit im Leitungsnetz, also die für den Wasserablauf maſsgebenden Umstände keinerlei Berücksichtigung finden. In genauer Weise läſst sich die durch den verspäteten Ablauf des Wassers aus den Randflächen veranlaſste Verringerung der Berechnungswassermenge nur durch Vorzeichnen der Flutkurven für die unteren Knotenpunkte des Leitungsnetzes ermitteln.

Die Flutkurve entsteht durch Auftragen der Regenzeiten als Abszissen und der zugehörigen Wassermengen als Ordinaten eines rechtwinkligen Achsennetzes.

Für eine Einzelstrecke von der Länge l mit einer Geschwindigkeit v des abflieſsenden Wassers in der Leitung verflieſst die Zeit

$$t_l = \frac{l}{v},$$

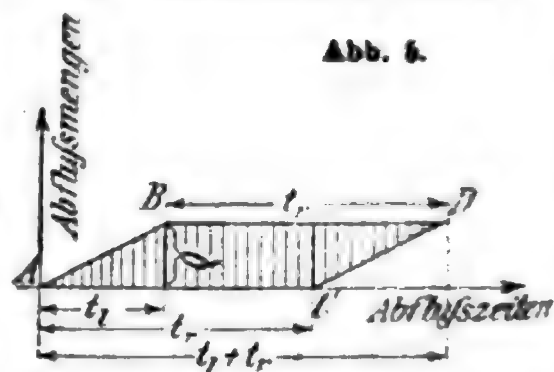
bis die ganze Entwässerungsfläche E_l für den unteren Leitungspunkt beitragspflichtig wird und für ihn die volle Wassermenge $Q_l = \varphi q_r E_l$ für die Sekunde liefert. Unter der zulässigen Voraussetzung, daſs die Zuführung des Wassers zur Leitung gleichmäſsig über die Strecke verteilt erfolgt, stellen sich dann, wenn noch mit t_r die Regendauer bezeichnet wird, die Flutkurvenordinaten für die verschiedenen Zeiten t

bei $0 < t < t_l \quad : Q_t = \frac{t}{t_l} Q,$

„ $t_l < t < t_r \quad : Q_t = Q,$

„ $t_r < t < t_r + t_l : Q_t = \frac{t_l + t_r - t}{t_l} \cdot Q,$

„ $t_r + t_l < t \quad : Q_t = 0.$



Der vordere Anlauf AB (Abb. 5) der Flutfläche $ABDCA$ ist gleichlaufend mit dem hinteren Ablauf CD; beide Linien haben in allen ihren Punkten den gleichen wagerechten Abstand t_r. Der Regen von der Dauer t_r beeinfluſst den unteren Endpunkt der Strecke während der Zeit $t_l + t_r$.

Für ein Leitungsnetz setzt sich die Gesamtflutfläche zusammen aus den Flutflächen der Einzelstrecken derart, daſs

1. die Flutflächen der in einem Knotenpunkt zusammenflieſsenden Strecken dieselbe Anfangsabszisse haben;

2. die Flutfläche einer zwischen zwei Knotenpunkten liegenden Strecke l um die Durchflufszeit dieser Strecke $t = \frac{l}{v}$ gegen die Flutflächen des oberen Knotenpunktes nach unten verschoben ist.

Beim Auftragen der Flutflächen wird mit der entferntesten Strecke am äufseren Rande des Gebietes begonnen und schrittweise nach unten fortgegangen. Bei der Einmündung von Nebensammlern ist nach demselben Grundsatz zu verfahren.

Für das in Abb. 6 schematisch dargestellte Leitungsnetz l_1 bis l_{11} sind in Abb. 7 nach diesen Regeln die Einzelflächen 1 bis 11 gezeichnet. Die zur Zeit t den Knotenpunkt VI durchströmende Wassermenge setzt sich aus den bei Abszisse t vorhandenen Ordinaten der Flutflächen 11 bis 5 zusammen, während die Strecken 4 bis 1 zu dieser Zeit noch kein Wasser liefern. Für die Zeit t' liefern dagegen

Abb. 6.

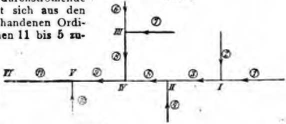
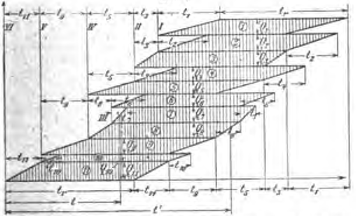


Abb. 7.

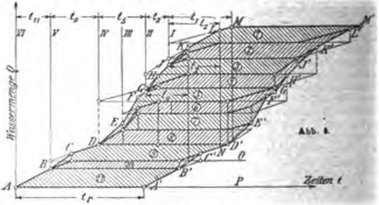


nur die Flächen 8 bis 1 Wasser nach VI; das Wasser der Flutflächen 11 bis 9 hat bereits den Querschnitt VI durchlaufen.

Um nun besser beurteilen zu können, an welcher Stelle die Gesamtflutfläche die gröfste Ordinate hat, sind die Einzelflutflächen durch Herunterschlagen der Anlauf- und Hinaufschlagen der Ablaufspitzen zur Gesamtflutfläche geometrisch zusammenzulegen, wie es in Abb. 8 geschehen ist, in der die Fläche $A\,B\,C\,D\,E\,F\,G\,H\,J\,K\,L\,M\,M'\,L'\,K'\,J'\,H'\,G'\,F'\,E'\,D'\,C'\,B'\,A'\,A$ mit der Anlaufkurve $A\,B\,C\,D\,E\,F\,G\,H\,J\,K\,L\,M$ und der mit ihr sich deckenden Ablaufkurve $A'\,B'\,C'\,D'$

$E' F' G' H' J' K' L' M'$ die Gesamtflutfläche für den Knotenpunkt VI darstellt. Um sie zu erhalten, braucht man nur die Anlaufkurve $A \ldots M$ zu zeichnen und ihre Abzeichnung um die Abszisse t_r gleichlaufend mit sich wagerecht zu verschieben. Die gröfste Ordinate der Gesamtflutfläche liefert dann die gröfste Wassermenge für die betreffende Strecke, die der Berechnung der Gröfse der Leitung zugrunde zu legen ist.

Im vorliegenden Falle ist die Ordinate $L N$ sowohl für die Strecke 9 als auch für die Strecke 11 die Berechnungswassermenge. Die



Unterschiede $M O - L N$ und $M P - L N$ zeigen an, welche Wassermengen durch die Verzögerung des Abflusses für die Querschnitte V und VI nicht zur Geltung kommen.

d) Linienführung der Leitungen.

Zur Ersparnis an Erdarbeiten und zur Erzielung möglichst günstiger Leitungsgefälle und damit auch möglichst kleiner Leitungsquerschnitte dient es, wenn die Leitungsgefälle sich dem Geländegefälle anpassen. Um dies zu erreichen, sind im allgemeinen die Hauptsammler in die Geländetäler und die Sammelstelle tunlichst an den tiefsten Punkt des Entwässerungsgebietes zu legen. Die Regel, die Abwässer auf dem kürzesten Wege zur Sammelstelle zu führen, ist nur so lange richtig, als sie nicht gegen den zuerst aufgeführten Grundsatz verstöfst. Bei Muldenbildungen im Gelände ist natürlich eine Durchdringung der Geländerücken nicht zu umgehen.

Die Anordnung von Parallelkanälen in derselben Strafse oder in benachbarten Parallelstrafsen ist möglichst zu vermeiden; sie sind vielmehr in einen Kanal zusammenzufassen, da ein gröfserer Kanal billiger ist als zwei entsprechend kleinere.

Wo beim Mischsystem Notauslässe in Frage kommen, sind sie tunlichst von Vereinigungspunkten mehrerer Sammler abzuzweigen, um die Vergröfserung der Stammkanäle unterhalb der Vereinigungsstelle zu ersparen und das Regenwasser so schnell wie möglich dem Vorfluter zuzuführen.

Digitized by Google

Die Spiegellinie ist mit Rücksicht auf die gute Entwässerung der Tiefpunkte des Geländes festzulegen.

e) Entwurfsdarstellung.

Im **Vorentwurf** müssen alle Hauptfragen des Kanalisationsplanes ihre grundsätzliche Erledigung finden. Hierzu gehören die Wahl des Systems und der Reinigungsart des Abwassers, die Lage der Sammelstelle und der etwaigen räumlich von ihr getrennten Reinigungsstelle mit deren Vorfluter, die Festlegung der Grenzen des Entwässerungsgebietes und seiner Aufteilung in einzelne Sammlergebiete, die Linienführung der Hauptsammler, die Bestimmung über die Tiefenlage der Leitungen und des Wasserspiegels auf der Sammelstelle, die Wahl der Betriebskraft, sobald das Wasser gehoben werden mufs. Es genügt hierfür die Darstellung des Entwässerungsgebietes, der einzelnen Sammlergebiete, der Reinigungsanlage mit ihrem Vorfluter, der Linienführung der Hauptsammler und des Druckrohres auf Uebersichtsplänen im Mafsstabe 1 : 25000 und auf Lageplänen im Mafsstabe von etwa 1 : 10000, die Darstellung der Höhenlage der Hauptsammler und der Hauptnotauslässe in Höhenschnitten im Längenmafsstab 1 : 10000 und im Höhenmafsstab 1 : 200.

Im Erläuterungsbericht ist die Notwendigkeit der Kanalisation durch Beschreibung der vorhandenen Verhältnisse nachzuweisen und die Wahl der vorgeschlagenen Kanalisationsweise zu begründen. Ein Kostenüberschlag der voraussichtlichen Bau- und Betriebskosten ist beizufügen.

Für Preufsen verlangt der Ministerialrunderlafs vom 30. März 1896 bei Einreichung von Kanalisationsprojekten zur Genehmigung Angaben

1. über die bestehende Kanalisation und die Bestimmungen über Fäkalienabfuhr,

2. über die bestehenden Gesundheitsverhältnisse und Mafsnahmen zur Bekämpfung der Infektionskrankheiten und über die Einrichtungen der zwangspflichtigen Desinfektion bei Epidemien (Bericht des zuständigen Kreisarztes),

3. über die Verhältnisse der aufnehmenden Wasserläufe auf 15 km oberhalb und unterhalb bei verschiedenen Wasserständen, Geschwindigkeiten, Wassermengen, benetztes Profil, Bebauung der Ufer, Wehre usw., Benutzung des Wassers, Möglichkeit einer Verbindung mit Brunnen, Schiffsflofsverkehr usw.,

4. über die Wasserversorgung und die Leistungsfähigkeit derselben,

5. über Zahl und Art der gewerblichen Anlagen und deren Abwässer,

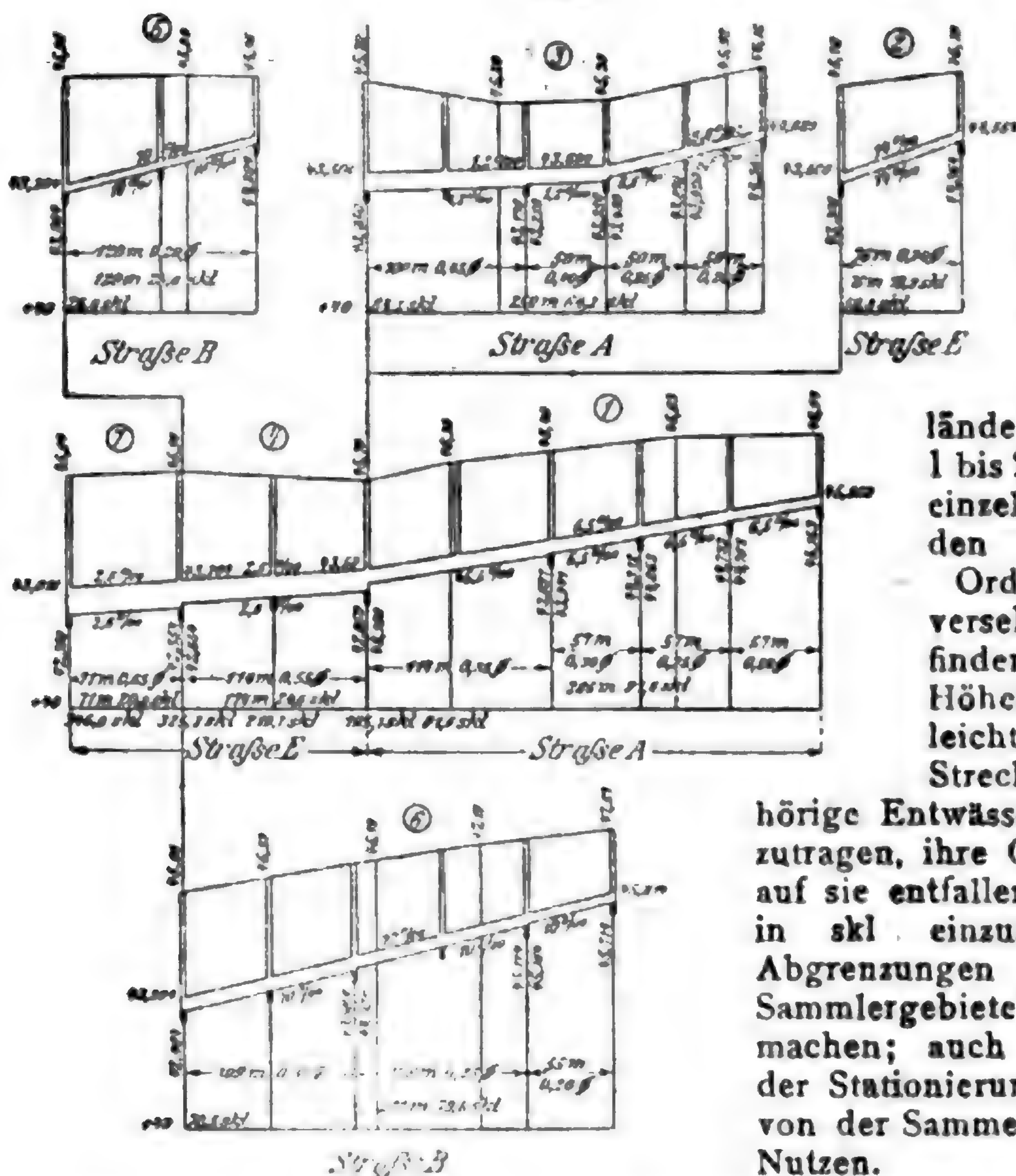
6. über die finanzielle Lage der Gemeinde (Haushaltungspläne der letzten 3 Jahre),

7. über die Frage der Reinigung der Abwässer und die Möglichkeit der Bodenberieselung.

Der **Hauptentwurf** mufs die Plan- und Höhenlage sämtlicher Leitungen, die Sonderentwürfe für die Sammelstelle und die Reinigungsanlage, den Kostenanschlag der Bau- und Betriebskosten und einen ausführlichen Erläuterungsbericht enthalten.

Im Lageplan ist die Lage jeder einzelnen Leitung durch einen einfachen Strich anzugeben; die Einsteigeschächte auf ihnen sind durch ausgefüllte Kreise, die Strafsensinkkasten durch ausgefüllte Quadrate zu bezeichnen. An den Strafsenkreuzungen und den stärkeren Brechpunkten im Strafsengefälle sind die Höhenordinaten einzutragen, ebenso die aus ihnen abgeleiteten Höhenschichtenlinien in Abständen von 0,5 bis 1 m, bei stark hügeligem Gelände in Abständen von 1 bis 2,5 m Höhe. Die einzelnen Strecken werden mit laufenden Ordnungsnummern versehen, um das Auffinden der zugehörigen Höhenschnitte zu erleichtern. Für jede Strecke ist die zugehörige Entwässerungsfläche einzutragen, ihre Gröfse in ha, die auf sie entfallende Wassermenge in skl einzuschreiben. Die Abgrenzungen der einzelnen Sammlergebiete sind kenntlich zu machen; auch die Eintragung der Stationierung der Leitungen von der Sammelstelle aus ist von Nutzen.

Abb. 9.



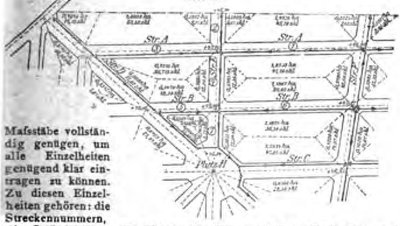
Je nach der Breite der Strafsenzüge sind zu allen diesen Eintragungen Lagepläne im Mafsstabe 1 : 4000 bis 1 : 2500 ausreichend. Ein gröfserer Mafsstab erschwert die Uebersichtlichkeit des Entwurfes. Länge, Gröfse und Gefälle der Leitungen werden im Interesse der Klarheit und Uebersichtlichkeit des Lageplanes am besten nur im Höhenplan angegeben und im Lageplan lediglich die Kanal- von den Tonrohrstrecken durch die Stärke des Striches unterschieden.

Von höchster Wichtigkeit für die Anfertigung und die Prüfung der Entwürfe ist die sachgemäfse Auftragung der Höhenschnitte. Zu verwerfen sind alle Auftragungen nach ganzen Strafsenzügen oder nach Sammlern 1., 2., 3. . . . Ordnung auf einzelnen Blättern. Die Höhenschnitte müssen vielmehr nach dem Verästelungs-, Flufs- oder Spinnensystem derartig aufgetragen werden, dafs in der Mitte

des Blattes der Hauptsammler als Hauptflufs, über ihm die rechtsseitigen und unter ihm die linksseitigen Nebensammler erster Ordnung als Nebenflüsse angeordnet werden. Die Nebensammler zweiter Ordnung sind in gleicher Weise um die Nebensammler erster Ordnung, diejenigen dritter Ordnung um die Nebensammler zweiter Ordnung usw. zu gruppieren. Stark ausgezogene Linien verbinden die einzelnen Leitungsstrecken mit der Mündungsstelle im nächst höheren Sammler, wie es in der Abb. 9 gezeigt ist, die die Höhenschnitte zu dem in Abb. 10 im Lageplan dargestellten Leitungsnetz gibt.

Um sämtliche Leitungen eines Hauptsammlers auf ein Blatt zu bringen und dasselbe übersichtlich zu gestalten, darf der Längenmafsstab der Höhenschnitte nicht über 1 : 4000 und der Höhenmafsstab nicht über 1 : 100, besser noch nur 1 : 200 gewählt werden, welche

Abb. 10.



Mafsstäbe vollständig genügen, um alle Einzelheiten genügend klar eintragen zu können. Zu diesen Einzelheiten gehören: die Streckennummern, die Geländehöhen, die Wasserspiegellinie mit ihren Ordinaten- und Gefällangaben, der Längsschnitt der Leitungen mit den Sohlenordinaten und Sohlengefällen, die Angaben der Längen und Profilgröfsen der einzelnen Haltungen, die auf der Strecke hinzutretende Wassermenge und die an ihrem Anfang und an ihrem Ende vorhandenen Gesamtwassermengen und, sobald bei längeren Regenwasserleitungen auch die Verzögerung mitspricht, die Berechnungswassermenge und die auftretende Abflufsgeschwindigkeit, endlich noch auf der Grundlinie die Stationierungsangaben.

Bei einer derartigen Anordnung der Höhenschnitte spielen sich alle Entwurfsarbeiten auf diesem Höhenblatt ab; Anschlufsfehler in den Ordinaten der Leitungen oder Fehler im Aufaddieren der Wassermengen können bei einiger Aufmerksamkeit nicht gut vorkommen, und alle für die Gefäll- und Gröfsenbestimmungen der Leitungen mafsgebenden Faktoren lassen sich leicht und zeichnerisch überblicken. Das Begraben dieser Angaben in Tabellen ist unübersichtlich, erschwert

Digitized by Google

die Entwurfsarbeiten, macht die Prüfung zu einem höchst umständlichen Geschäft und ist deshalb zu verwerfen.

Wichtig ist auch, alle Angaben, wie es in Abb. 9 S. 692 geschehen, an diejenigen Stellen zu schreiben, wo sie sachlich hingehören und das Auge sie sucht; die Geländehöhen an die Geländelinie, die Wasserspiegelhöhen und das Spiegelgefälle an die Spiegellinie, die Sohlenhöhen und das Sohlengefälle an die Sohle der Leitung usw. und nicht, wie es häufig geschieht, sie zeilenweise an die Grundlinie des Höhenschnittes zu rücken, was zu Verwechslungen Veranlassung gibt und das Auffinden erschwert.

Zu den Lage- und Höhenplänen treten bei Regenwasserleitungen größerer Länge noch die unter c. 2 besprochenen Verzögerungspläne (Abb. 8 S. 690).

Für die Bauausführung sind die **Bauzeichnungen** der Strecken im Maßstab 1 : 500 anzufertigen. In diese müssen alle Einsteigeschächte und Straßensinkkästen, die Hausanschlüsse, das Sohlengefälle, die Leitungsprofile, die genauen Längen, die Ordinaten für jede Station eingetragen sein. Dasselbe gilt für die **Revisionszeichnungen**.

f) Berechnung der Leitungsquerschnitte.

Für die Berechnung des Leitungsquerschnittes wird die neue Bazinsche Formel (I. Bd., Mechanik flüssiger Körper, S. 310) benutzt, nach der

Abb. 11.

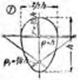


Abb. 15.

Abb. 17.

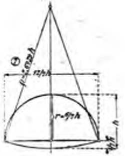


Abb. 12.

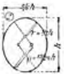


Abb. 13.

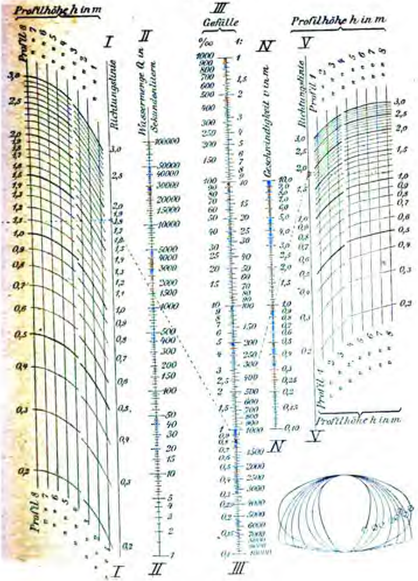
Abb. 16.

Abb. 14.

Abb. 18.

Digitized by Google

Abb. 19.


Profilhöhe h in m
Profil 8
I
II
III
Gefälle
‰
1:
IV
V
Profilhöhe h in m
Richtungslinie
Wassermenge Q in Sekundenlitern
Geschwindigkeit v in m
Profil 1
Profilhöhe h in m

$$v = \frac{87\sqrt{\frac{F}{u}}}{1 + c\sqrt{\frac{u}{F}}}\sqrt{i}, \qquad Q = \frac{87\,F\sqrt{\frac{F}{u}}}{1 + c\sqrt{\frac{u}{F}}}\sqrt{i}$$

ist, worin F den Leitungsquerschnitt in qm,
u den benetzten Umfang in m,
i das Gefällverhältnis der Wasserspiegellinie,
v die Geschwindigkeit in m/sk,
Q die Wassermenge in cbm/sk und
c eine Reibungszahl
bezeichnet, die bei Kanalisationsleitungen der sich bildenden Sielhaut wegen unbedenklich = 0,3 gesetzt werden kann, ganz gleichgültig, ob es sich um Tonrohre, Beton- oder Klinkerkanäle handelt.

Das Punktrechenbild in Abb. 19 S. 695 ermöglicht für jedes der 8 in den Abb. 11 bis 18 S. 694 dargestellten Profile in bequemer Weise zu jedem Gefälle und zu jeder Wassermenge die Ablesung der Leitungshöhen und der zugehörigen Geschwindigkeiten.

Die Verbindungslinie des Gefällpunktes auf der Gefällinie III mit dem Wassermengenpunkt auf der Wassermengenlinie II schneidet die Richtungslinie I in einem Punkt, dessen Wagerechte auf den Profillinien linker Hand die Profilhöhen angibt. Das eingezeichnete Beispiel läfst erkennen, dafs zur Abführung von 1500 l/sk bei einem Gefälle von 0,8 ‰ (1 : 1250)

ein Profil	1	von	1,76 m	ein Profil	5	von	1,19 m
„ „	2	„	1,55 „	„ „	6	„	1,14 „
„ „	3	„	1,40 „	„ „	7	„	1,10 „
„ „	4	„	1,26 „	„ „	8	„	1,09 „

Höhe erforderlich wird.

Ebenso liefert die Wagerechte durch den Höhenpunkt auf den Profillinien rechter Hand auf der Richtungslinie V einen Punkt, durch dessen Verbindung mit dem Gefällpunkt auf der Gefällinie III auf der Geschwindigkeitslinie IV die Geschwindigkeit gefunden wird, für das eingezeichnete Beispiel eine solche von rd. 0,94 m/sk.

g) Berechnung der Regenüberfälle.

Für die Berechnung der Abmessungen von Regenüberfällen dient, je nachdem die Abzweigung des Notauslasses nach Abb. 20 oder 21 erfolgt, entweder die Formel für vollkommene Ueberfälle

$$Q = 0{,}5\,b\,h\sqrt{2\,g\,h}$$

oder aber die Bazinsche Formel, in die für i das Spiegelgefälle des Notauslasses einzusetzen ist. In ersterer Formel bezeichnet b die Breite des Ueberfallrückens; in letzterer sind für F und u die Abmessungen des Durchflufsprofils über dem Wehrrücken einzusetzen.

Abb. 20.

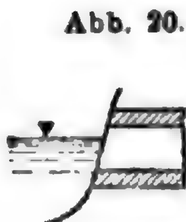
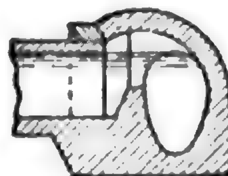


Abb. 21.



Um dem Notauslafs tunlichst günstiges Sohlengefälle und möglichst geringe Tiefenlage zur Ersparnis von Herstellungskosten geben zu können, empfiehlt es sich, von der Abzweigung nach Abb. 21 nur abzuweichen, wenn die örtlichen Verhältnisse es erheischen.

h) Tiefenlage und Gefälle.

Die Leitungen müssen mindestens frostfrei mit 1,0 bis 1,8 m Scheiteldeckung und im übrigen so tief liegen, dafs die anliegenden Grundstücke hinreichend entwässert werden können. Entscheidend ist hierbei nicht blofs die absolute Höhenlage des Anschlufspunktes, sondern auch sein Abstand vom Siel. Ausnahmsweise tief gelegene Keller- oder Hofausgüsse, deren Anschlufs eine wesentlich tiefere Lage des Sieles bedingen und hierdurch zu einer unverhältnismäfsig starken Verteuerung des Entwurfes führen würde, sind nicht zu berücksichtigen; es ist vielmehr in diesen Fällen den Anliegern zu überlassen, das Abwasser solcher Punkte in das Sielnetz auf eigene Kosten überzupumpen.

Für die Anschlufsleitung sind Gefälle nicht unter 1 : 100 zu wählen. Unter gewöhnlichen Verhältnissen bei nicht zu grofsen Tiefen der Häuserblöcke und Kellertiefen von nicht über 0,5 m unter Strafsenhöhe kann man am letzten Ende der Leitungen im äufsersten Falle eine Tiefenlage der Sohle von 1,5 m unter Gelände wählen. Besser sind gröfsere Tiefenlagen. In Berlin geht man ohne Not nicht flacher als 2,3 m.

Das **Gefälle** der Leitungen soll möglichst so gewählt werden, dafs sie sich im Betriebe selbst rein spülen. Hierzu ist bei Sielwässern eine Geschwindigkeit von etwa 60 cm/sk erforderlich. Erfahrungsmäfsig kommt man allerdings unter Erhöhung der Betriebskosten für Reinigung und Spülung auch noch mit Geschwindigkeiten bis zu 40 cm/sk aus.

Da die Geschwindigkeiten mit wachsendem Querschnitt steigen, ist es falsch, für grofse und kleine Profile gleiche Gefälle zu nehmen; das Gefälle mufs vielmehr für kleine Leitungen stärker, für grofse schwächer gewählt werden (Abb. 22).

Abb. 22.

Rohrweite cm	Geschwindigkeiten von 40 cm	45 cm	50 cm	60 cm
20	2,11	2,70	3,33	5,00
25	1,48	1,85	2,35	3,33
30	1,11	1,39	1,73	2,50
35	0,91	1,11	1,33	2,00
40	0,72	0,93	1,10	1,59
45	0,60	0,77	0,95	1,32
50	0,51	0,66	0,80	1,11
60	0,39	0,48	0,61	0,87

Gefällverhältnis in Tausendsteln

Als Anhaltepunkt für die zu wählenden Gefälle dient für Rohre mit Kreisquerschnitt die nachstehende Tafel.

Für andere Profile und gröfsere Leitungen ist das erforderliche Gefälle aus der rechten Seite des Rechenbildes in Abb. 19 S. 695 zu entnehmen.

l) Bauweise der Leitungen.

Als Baustoff für die Herstellung der Leitungen dienen gebrannter Ton, Klinkermauerwerk und Beton, letzterer jedoch nur dann, wenn völlige Sicherheit für ein säurefreies Abwasser geboten ist, also hauptsächlich für Regenwasserleitungen. Kohlensäurehaltige Abwässer zerstören den Beton, und ebenso ist Beton zu vermeiden beim Bau in schwefelkieshaltigem Moorboden. Durch Bekleidung mit Klinkern oder gebrannten Tonplatten kann der Beton gegen säurehaltige Abwässer geschützt werden.

Rohre aus **gebranntem Ton** oder **Steinzeug** mit Salzglasur kommen **in Kreisform** in Baulängen von 1,0 m und Pafsstücken von 0,60 oder 0,75 m Länge in nachstehenden lichten Weiten und Wandstärken vor:

Lichte Weite in cm . . .	15	20	22,5	25	27,5	30	32,5	35
Wandstärke in mm . . .	18	20	22	23	24	26	27	28
Lichte Weite in cm . . .	37,5	40	42,5	45	47,5	50	55	60
Wandstärke in mm . . .	29	30	32	34	36	37	39	42
Lichte Weite in cm . . .	65	70	80	100	—	—	—	—
Wandstärke in mm . . .	45	48	52	54	—	—	—	—

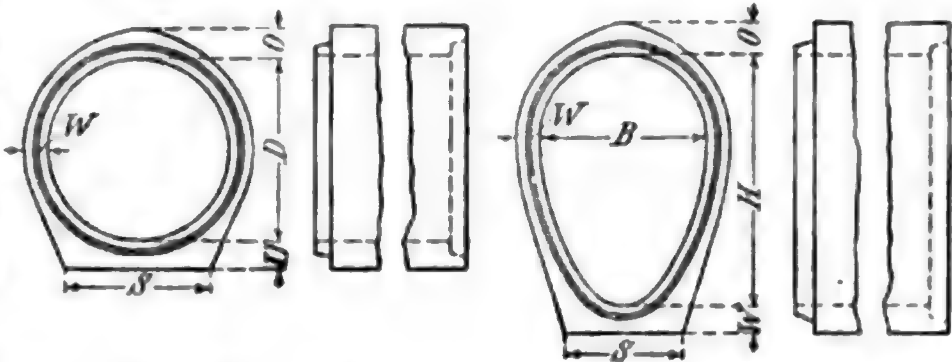
Von 50 cm Weite ab sind sie im Scheitel 10 cm, im Kämpfer 15 bis 20 cm stark mit Magerbeton in einer Mischung von etwa 1 : 12 bis 1 : 15 zu umstampfen, um sie statisch sicher zu machen.

Eiförmige und elliptische Steinzeugrohre sind mit lichten Weiten von 30/20, 37,5/25, 45/30, 52,5/35, 60/40, 75/50, 90/60 cm in Baulängen von 75 cm im Handel vertreten. Sie haben den Nachteil, dafs sie infolge Verziehens im Feuer nicht wie das Kreisrohr beim Verlegen passend zum Vorrohr gedreht werden können, so dafs sich kleinere Absätze an den Stöfsen bilden.

Die 7 cm langen Muffen werden mit Teerstrick und Gufs- oder Stampfkitt (Teer- und Asphaltkitt) gedichtet. Die lichte Weite der Muffen mufs so grofs sein, dafs die Dichtungsfuge nicht unter 15 mm stark ist. Das früher übliche Dichten mit plastischem Ton hat sich nicht als sicher gegen das Einwachsen von Baumwurzeln in die Rohrleitungen erwiesen. Auch das Dichten mit Zementmörtel ist zu verwerfen, da es eine zu starre Verbindung gibt, so dafs die Muffen auch bei geringfügigem Setzen der Leitung zerbrechen und eine später etwa erforderliche Beseitigung des Rohrstranges ohne Zerbrechen der Rohre nicht möglich ist.

Um ein Haften der Kittmasse an den Rohrwandungen zu erreichen, das für wirkliche Dichtung des Rohrstofses erforderlich ist, sind die geriffelte Aufsenfläche des Schwanzendes der Rohre und die geriffelte Innenfläche der Muffe mit einem dünnflüssigen, gut trocknenden Teer- oder Asphaltlack zu streichen. Auch müssen die Dichtungsflächen vor dem Einbringen des Kittes durchaus sauber und trocken gehalten

werden. Bei Rohrverlegungen unter Grundwasser ist deshalb dafür zu sorgen, dafs selbst die Kopflöcher an den Muffen wasserfrei sind. Auch mufs das Grundwasser während der Dichtungsarbeiten entweder durch Absenken genügend tief gehalten oder aber der Rohrstrang auf einer Kiesschüttung mit Drainröhren verlegt werden.



Zementbetonrohre in Kreisform nach Abb. 23, in Eiform nach Abb. 24 haben nach den Normen des Deutschen Betonvereins (23. Februar 1910) Baulängen von 1 m und folgende Abmessungen:

Kreisrohre

D	W	O	U	S	Gewicht	Bruchlast	D	W	O	U	S	Gewicht	Bruchlast
mm					kg/m	kg/m	mm					kg/m	kg/m
200	35	35	35	180	60	2000	500	61	61	61	400	272	3000
250	40	40	40	230	85	2200	600	69	75	75	450	362	3000
300	50	50	50	270	119	2500	700	70	80	80	470	449	3000
350	50	50	50	280	159	2800	800	82	102	102	520	614	3000
400	52	52	52	320	190	2800	900	83	100	100	560	695	3000
450	55	55	55	360	226	2900	1000	90	105	105	620	799	3000

Von den Kunststeinwerken Gebr. Friesecke in Berlin werden darüber hinaus noch 1100 und 1200 mm weite, nach ihrem Rüttelverfahren hergestellte Zementbetonrohre in den Handel gebracht.

Eiform

B	H	W	O	U	S	Gewicht	Bruchlast
mm						kg/m	kg/m
200	300	40	40	45	150	90	3000
250	375	45	45	53	180	138	3000
300	450	48	56	56	210	166	3000
350	525	55	65	60	250	225	3200
400	600	64	76	70	280	289	3400
500	750	70	92	90	320	425	3400
600	900	87	115	108	400	609	3800
700	1050	98	140	120	440	772	3800
800	1200	100	145	140	450	993	4200
900	1350	110	155	145	500	1144	4400
1000	1500	120	170	150	550	1360	4400

Sie werden an den Stöfsen mit steifem Zementmörtel gedichtet und die Fuge von aufsen gut verstrichen oder mit Mörtelwulst versehen.

Abb. 25.

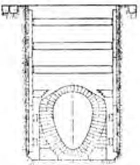
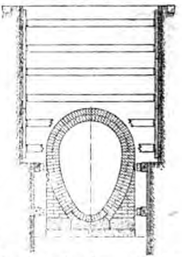


Abb. 26.



Bei begehbaren Profilen wird auch die innere Stofsfuge verstrichen. Auf gute Lagerung der Rohre und feste Hinterstampfung ist besonders zu achten. In zweifelhaften Fällen sind sie in ein Mörtelbett zu legen, bei gröfserer Tiefenlage mit Magerbeton zu umstampfen, um die dann fehlende statische Sicherheit zu erlangen.

Für **gemauerte Kanäle** von 1 bis 2 m Höhe wird **das Eiprofil** bevorzugt. Sie werden aus klinkerhart gebrannten Formsteinen (Abb. 25

Abb. 27.

Abb. 28.

Abb. 29.

u. 26) unter Verwendung von Zementmörtel 1 : 3 hergestellt und aufsen mit einem Rapputz in der Mischung 1 : 2 bis 1 : 1 bekleidet. Die Sohle wird aus fertigen Mittel- und Seitensohlstücken aus Beton mit einer Sohlrolle aus Klinkern (Abb. 25 u. 26), einer Sohlschale aus gebranntem Ton (Abb. 27) oder einem gebrannten und mit Salzglasur versehenen Tonsohlstück (Abb. 28) gebildet. Die Hintermauerung der Widerlager darf nur fortfallen, wenn der Boden standfest und das Profil grofs genug ist, um von innen heraus gemauert werden zu können. Das Gewölbe besteht bis 1,3 m Höhe nur aus einer Rolle (Abb. 25), darüber hinaus aus zwei Rollen (Abb. 26).

Gröfsere Profile, deren Wandungen den statischen Verhältnissen entsprechend auszubilden sind, werden entweder ganz aus Klinkern in Zementmörtel hergestellt oder zur Verbilligung der Herstellungskosten aus Beton in der Baugrube zwischen Lehren aus Holz oder Eisenblech gestampft. Die innere Wandung wird mit einer fetten Putzschicht in der Mischung 1 : 2 bis 1 : 1 1 bis 2 cm stark überzogen oder, wo saure Abwässer in Frage kommen, mit Tonschalen oder einer Klinkerrolle verkleidet (Abb. 29). Zur Ermöglichung einer schnelleren Ausrüstung im Interesse eines gleichmäfsigen Arbeitsfortschritts empfiehlt es sich, das Gewölbe ganz aus Klinkern herzustellen (Abb. 29).

Die **Zusammenführung von Kanälen** mufs zur Vermeidung von Aufstau und dem hieraus entstehenden Verlust an Spiegelgefälle möglichst tangential bewirkt werden, indem man Sohle, Wandungen und Gewölbe der sich vereinigenden kleineren Kanäle in den beginnenden gröfseren allmählich überführt (Trompetengewölbe, Abb. 30). Die Einführung von Ton- oder Zementrohren in die Wandungen von Kanälen aus Klinkern oder Beton geschieht mittels kurzer Stutzen oder besonderer Einlafsstücke aus gebranntem Ton (Abb. 31).

Abb. 30.

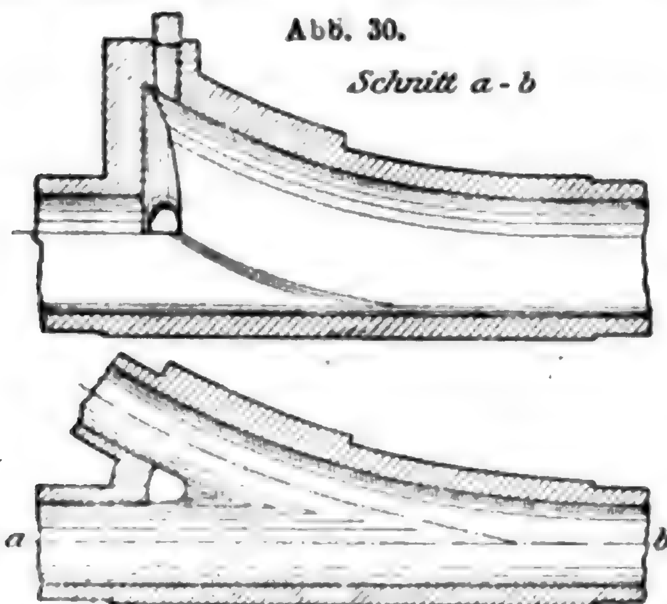
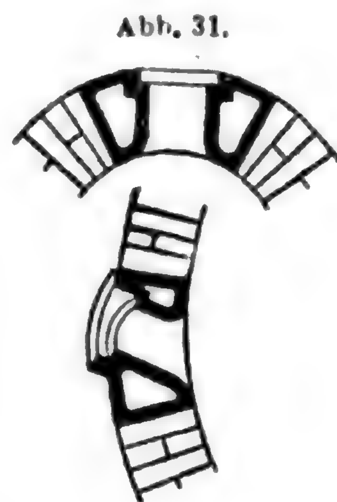


Abb. 31.



Die **Aussteifung der Baugruben** erfolgt durch wagerechte, je nach der Tiefe 5 bis 8 cm starke Bohlen von 4,5 m Länge und 30 cm Höhe mit davorgelegten Brusthölzern (1,0 . 0,12 . 0,08) und dazwischengesetzten Steifen (Abb. 25 u. 26) an den Bohlenstöfsen und in der Mitte der Bohlen. Bei gröfseren Profilen empfiehlt sich zur Vermeidung des Umsteifens und Freihaltung des Bauraumes Aussteifung mittels wagerechter Bohlen zwischen senkrecht eingerammten I-Eisen (Abb. 29).

Die **Fundierung unter Grundwasser** geschieht entweder unter Wasserhaltung in der Baugrube zwischen Spundwänden auf fertigen Betongrundplatten (Abb. 26), deren Zwischenräume als Zuführungsrinnen des Wassers zum Pumpensumpf dienen, oder in der Regel billiger ohne Spundwände mit wagerechten Bohlen zwischen I-Eisen (Abb. 29) durch Absenkung des Grundwassers mittels Rohrbrunnen und unmittelbares Stampfen der Sohle in der Baugrube.

Einsteigeschächte zum Zwecke der Reinigung, Spülung und Untersuchung der Leitungen sind bei begehbaren Kanälen in Entfernungen

von 60 bis 100 m, bei nicht begehbaren Profilen in Entfernungen von nicht über 60 m anzuordnen.

Sie erhalten lichte Weiten von 90 bis 100 cm und werden nach oben zur lichten Weite des Abdeckrahmens nicht unter 51 cm zusammengezogen. Jede Vertiefung im Einsteigeschacht unter der Rohrsohle ist zur Verhütung von Schlammablagerungen grundsätzlich zu verwerfen. Die Rohrsohlen sind durch den Schacht hindurchzuführen und die seitlichen

Abb. 32.

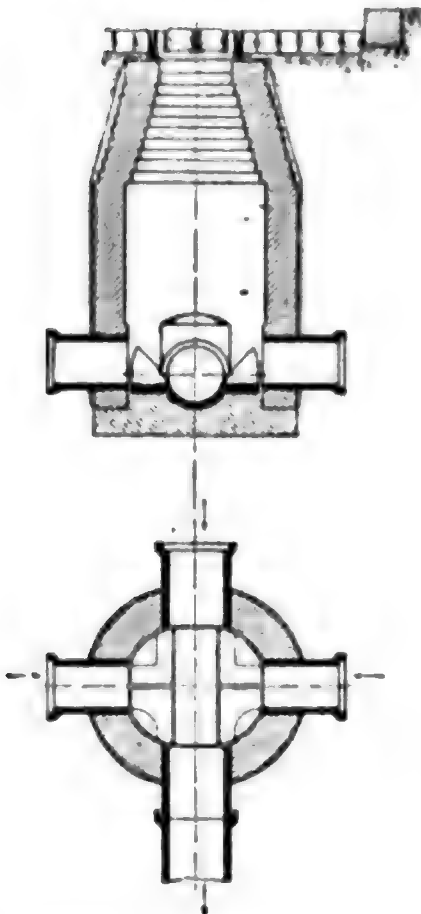


Abb. 33.

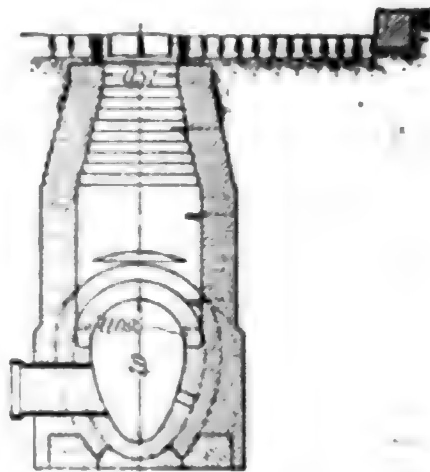


Abb. 34.

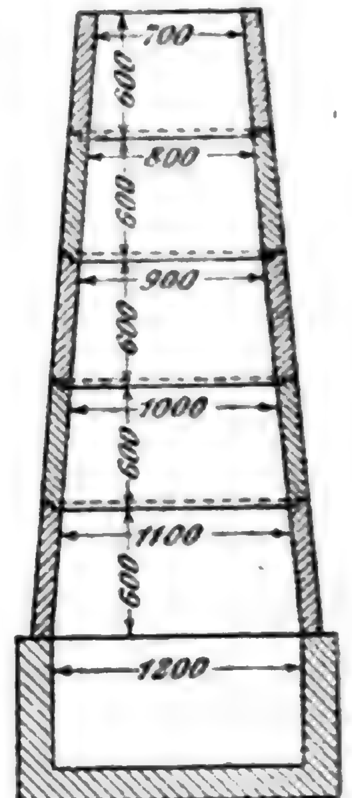


Abb. 36.

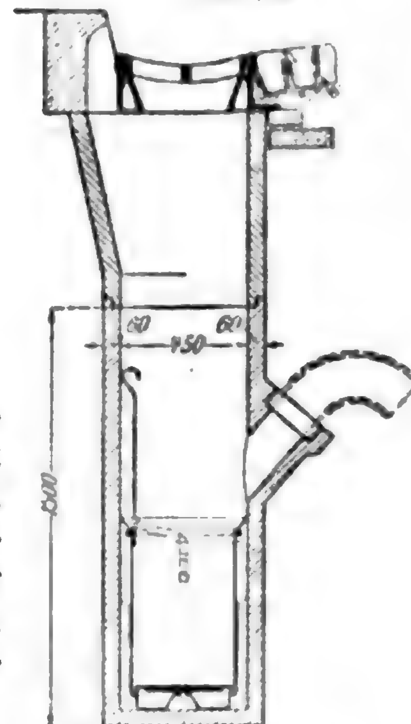
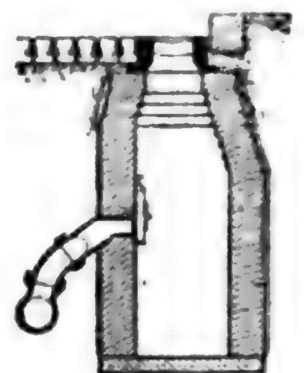


Abb. 35.



Schachterweiterungen abzuböschen. Dies geschieht entweder in Beton, durch Abpflasterung mit Klinkern oder Tonplatten oder auch mit besonderen, in Ton gebrannten Brunnensohlstücken (Abb. 32).

Seitlich einmündende Leitungen sind tangential in den Hauptstrang überzuführen. Bei nicht begehbaren Profilen ist die Leitung von Schacht zu Schacht geradlinig zu führen.

Der Schachtkörper wird entweder aus Formsteinen $^1/_2$ oder 1 Stein stark (Abb. 32 u. 33) oder aus 1 m hohen, 6 bis 9 cm starken Betonringen hergestellt (Abb. 34). Passende Verjüngungsringe vermitteln in letzterem Falle den Uebergang zur Schachtabdeckung. Abb. 33 zeigt die Anordnung des Schachtes bei gemauerten Kanälen.

Regensinkkästen sind zur Einführung von Regenwasser in die Leitungen für etwa je 700 qm Strafsenfläche je nach der Strafsenbreite in Abständen von 40 bis 60 m anzuordnen. Sie werden zur Fernhaltung des Strafsenschlammes von den Leitungen mit einem 80 bis 100 cm tiefen Schlammfang und zur Verhütung der Ausströmung von Sielluft auf die Strafse mit einem Wasserverschlufs versehen und zur Abhaltung von sperrigen Stücken, von Laub, Stroh, Papier usw. mit einem gufseisernen Rost abgedeckt. Letzterer erhält, wenn häufiges Zusetzen des Rostes zu befürchten steht, einen seitlichen Notüberlauf unter der Bordkante (Abb. 36).

Der Schachtkörper wird entweder aus Klinkern 1 Stein stark (quadratischer Querschnitt von 65 cm Seite [Abb. 35]), oder aus Steinzeug, Beton oder Gufseisen in Kreisform mit einer lichten Weite von 45 cm für Strafsensinkkästen und von 30 cm für Hofsinkkästen hergestellt. Der Auslaufstutzen mufs frostfrei liegen. Zur Erleichterung der Räumung des Schlammfanges werden häufig Schlammeimer aus verzinktem Eisenblech mit Bodenklappe eingehängt (Systeme Geiger und Mairich).

k) Notauslässe.

Um beim Mischsystem die Ausführungskosten in wirtschaftlichen Grenzen halten zu können, sind **Notauslässe** anzuordnen, die das Leitungsnetz an passenden Stellen, wie den Vereinigungspunkten mehrerer Sammler, bei starken Regengüssen entlasten und das von den Pumpmaschinen nicht zu bewältigende Mischwasser den öffentlichen Wasserläufen zuführen. Sie müssen daher derartige Abmessungen erhalten, dafs sie die um die Pumpenwassermenge verminderte Gesamtwassermenge abzuführen imstande sind. Als Pumpenwassermenge ist die doppelte Hauswassermenge zu nehmen. Je höher die Ueberfallschwelle (Abb. 20 u. 21 S. 696) liegt, desto später kommt der Notauslafs in Tätigkeit, um so kürzere Zeit wird er laufen und desto weniger wird der Vorfluter beansprucht. Je nach der Wassermenge des Vorfluters und seiner Geschwindigkeit legt man deshalb die Ueberfallschwelle so hoch, dafs die Füllung im Kanal der 4- bis 8fachen Schmutzwassermenge entspricht. In Berlin liegen die Ueberfallschwellen bei Tonrohrleitungen im Scheitel derselben, bei Kanälen auf $^2/_3$ der Kanalhöhe. Die Berechnung der Breite des Ueberfallrückens erfolgt dann nach den unter g) S. 696 gegebenen Formeln.

l) Pumpstationen.

Wenn die Sammelstelle der Schmutzwässer in der Stadt tiefer liegt wie die Reinigungsanlage aufserhalb derselben, oder wenn das Wasser tief gelegener oder im Hochwassergebiet der Vorfluter liegender Stadtteile in höher gelegene Kanäle oder in die Vorfluter gehoben werden mufs, sind Pumpstationen anzuordnen. Als Betriebsmaschinen kommen Dampfmaschinen, Elektromotoren, Leucht- oder Kraftgasmaschinen und Dieselmotoren in Frage. Bei der Auswahl unter ihnen ist für den Normalbetrieb die Wirtschaftlichkeit der Motoren, für die Bewältigung der Sturzregen die schnelle Betriebsbereitschaft entscheidend.

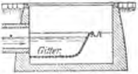
Als Pumpmaschinen sind für kleine Leistungen Kolbenpumpen, für gröfsere Leistungen und namentlich für vorübergehend starke-

Leistungen Kreiselpumpen zu wählen. Die Pumpmaschinen müssen so eingerichtet sein, dafs sie sich in ihrer Leistung leicht der wechselnden Tageswassermenge anpassen. Die Sturzregen finden dann bei ihrem Einsetzen ein ziemlich leeres Leitungsnetz vor, und die Notauslässe können ein besser verdünntes Mischwasser abführen.

Zur Abhaltung sperriger Gegenstände, wie Papier, Lumpen usw., von den Pumpen sind vor denselben Gitter einzubauen. Der Stammkanal erweitert sich zu diesem Zweck auf der Pumpstation zu einem Gitterraum. An Stelle der früher üblichen runden Sandfänge mit festem, stehendem Gitter, die unbequem von Hand zu reinigen waren (Abb. 37), treten besser feste, liegende Gitter mit anschliefsendem schrägen Abstreichteil, die in länglichen Kammern untergebracht werden. Von seitwärts angeordneten Fufssteigen kann das Abstreichen der Gitter bequem in die Abstreichrinne erfolgen (Abb. 38).

Abb. 37.

Abb. 38.



Die Handreinigung wird bei den festen Gitterrosten durch maschinell bewegte Reinigungskämme ersetzt, die die Schwimmstoffe nach oben in eine Rinne oder auf ein Förderband werfen. Das Bestreben, die Reinigung nicht mehr unüberwachbar unter, sondern sichtbar über Wasser zu bewirken, führte zu beweglichen Gitterrosten, entweder in der Form des Schneppendahlschen Flügelrechens (Abb. 39) in Frankfurt a. M., bei dem mehrere Gitterroste flügelartig auf einer aufserhalb des Wassers liegenden wagerechten Achse sitzen, oder in der Form eines Bandgitters, bei dem das Gitter nach Art einer Gliederkette geteilt und als endloses Band über eine Trieb- und eine Leitrolle geführt wird (Abb. 40).

Abb. 39.

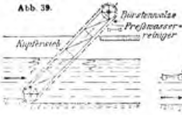
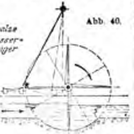


Abb. 40.



Solange die Reinigungsanlage getrennt von der Pumpstation liegt, mufs es Grundsatz bleiben, auf der letzteren möglichst wenig Schwimm-, Schweb- und Sinkstoffe zu entfernen, weil ihr Fortschaffen durch das Druckrohr sich wesentlich billiger stellt als mit Wagen von der Pumpstation, auch ihre Unterbringung auf der Reinigungsanlage leichter möglich ist wie von der Stadt aus. Von diesem Gesichtspunkt aus sind alle Absitzgruben mit maschinellen Baggervorrichtungen zu verwerfen; vielmehr empfiehlt es sich, die sperrigen Gegenstände auf maschinellem Wege in Walzwerken zu zerkleinern und für das Fortschaffen durch das Druckrohr ohne Gefahr für die Pumpen zuzubereiten (Pumpstationen II, IV und XI in Berlin).

Digitized by Google

m) Druckrohrleitungen.

Druckrohre werden mit ungefähr 1 m Scheiteldeckung verlegt und folgen im allgemeinen dem Geländegefälle. Besonders hochgelegene Stellen werden mit einfachen, von Hand zu bedienenden Lufthähnen versehen, um die an ihnen sich ansammelnde Luft zu entfernen. Selbsttätige Lufthähne haben sich bei Sielwässern nicht bewährt. An den tiefsten Stellen der Druckrohrleitung werden zur Entleerung derselben bei Rohrausbesserungen Entleerungsleitungen von 20 cm Weite angebracht. Die Entleerungsstutzen sitzen am Druckrohr unter einem Winkel von 45°. Wenn auch die Rohrleitung so sich nicht ganz entleeren kann, so wird doch durch diese Anordnung das Verstopfen der Schieber vermieden, das sicher eintritt, wenn die Stutzen an der Rohrsohle sitzen.

Bei nebeneinander liegenden Rohrsträngen und mangelnder Gelegenheit zur Entleerung können Ueberpumpvorrichtungen eingerichtet werden, bei denen das Wasser des einen Rohres mittels einer Hochdruckkreiselpumpe in das andere Rohr hinübergedrückt wird.

Früher wurden fast nur gufseiserne Rohre verwendet, in neuerer Zeit aber in immer steigendem Mafse auch schmiedeeiserne aus Siemens-Martin-Flufseisenblechen, deren Längsnähte mittels Wassergasgebläses zusammengeschweifst sind. Letztere Rohre haben den Vorzug gröfserer Betriebssicherheit und sind unbedingt an allen irgendwie gefährdeten Stellen zu nehmen. Aber auch sonst steht ihrer Verwendung nichts im Wege, da die angeblich stärkere Rostgefahr bei den stets alkalischen Sielwässern nicht zu befürchten ist.

Die Wandstärken entsprechen bei gufseisernen Muffenrohren den deutschen Rohrnormalien des Vereins deutscher Ingenieure und des Vereins deutscher Gas- und Wasserfachmänner; dagegen hat sich die zylindrische Normalmuffe bei den Temperaturschwankungen der Sielwässer nicht bewährt. An ihrer Stelle werden zur Verhinderung der Muffenundichtigkeiten kegelförmige Muffen, in Berlin die in Abb. 41 dargestellte angewendet.

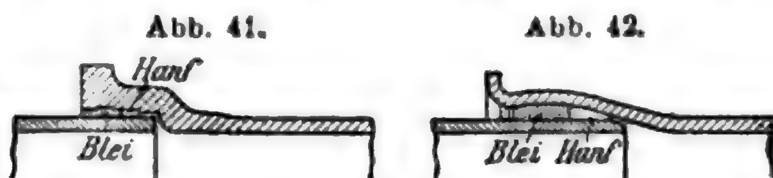


Abb. 41. Abb. 42.

Die geschweifsten schmiedeeisernen Rohre werden unter gewöhnlichen Verhältnissen als Muffenrohre mit kegeligen Muffen (Abb. 42), für besonders gefährdete Stellen als Flanschrohre hergestellt.

n) Betrieb.

Sinkstoffe, wie Sand, zerriebene Pflasterteile, Kaffeegrund usw., lagern sich auf der Sohle der Leitungen ab und würden nach und nach den ganzen Leitungsquerschnitt füllen, wenn sie nicht beseitigt würden. Die Leitungen sind daher zeitweise zu spülen und von den abgelagerten Sinkstoffen zu reinigen.

Gespült wird entweder mit dem Sielwasser selbst von höher gelegenen Leitungen aus oder mit Wasserleitungswasser, bei passend gelegenen Wasserläufen auch aus diesen. Zu diesem Zweck wird die

Anbringung besonderer Spülklappen oder Spülschieber in den steigebrunnen oder von Spültüren in den Kanälen zur Aufstauung Spülwassers von einzelnen Technikern empfohlen, von anderen leichten Einrostens und des Ungangbarwerdens der beweglichen durch die im Schmutzwasser mitgeführten Schwebstoffe wegen worfen. Der gleiche Zweck wird durch Schliefsen der Rohr den Einsteigebrunnen mittels Stöpsel oder Teller erreicht. I Fortziehen des Verschlusses von der zu spülenden Rohrleitung er sich die gesamte im Brunnen aufgestaute Wassermenge in und reifst die Ablagerungen mit sich bis zum nächsten Bru fort, wo sie mit Eimern herausgenommen werden. Auch selbstt Spülschächte und Spülkammern, in denen aus der Wasserle gröfsere Wassermengen von 1 bis 4 cbm allmählich aufgespei und dann mittels eines Heberrohres plötzlich in die Leitungen en werden, werden häufig am Kopf der Leitungen angeordnet; je reicht ihre Wirkung der sich rasch in den Leitungen abflache Flutwelle wegen nicht weit, und kann deshalb auch die Einzelsp und Reinigung der Strecken selbst bei ihrer Verwendung nicht behrt werden.

Stärkere Ablagerungen in nicht begehbaren Leitungen werden fernt, indem man walzenförmige, mit Piassavaborsten besetzte Bt oder auf Kugeln rollende Reiniger an Tauen durch die Rohrleitu zieht. Sie sperren den Rohrquerschnitt und stauen hinter sich Leitungswasser auf. Das Stauwasser tritt durch den Ringspalt be Bürsten und den Sohlspalt bei den Reinigern unter Druck aus, die Ablagerungen vor Kopf auf und wälzt sie vor sich her bi nächsten Entnahmestelle.

In begehbaren Kanälen werden die Ablagerungen entweder Handbetrieb an Ort und Stelle mit Eimern beseitigt, oder man be selbsttätige fahrbare Reinigungsschütze von der Form des Kanalp die an den Kanalwandungen mit Gummilappen abgedichtet sind nur an der Sohle einen Schlitz für den Spülstrom offen lassen. Stauwasser hinter dem Schütz genügt zum Vorwärtstreiben der richtung und der Ablagerungen.

o) Reinigung der Abwässer.

Bei der Reinigung der Abwässer wird ihre Ueberführung in Zustand angestrebt, bei dem sie der Nachfäulnis nicht mehr liegen und unbedenklich den in den Vorflutern tätigen Lebe zur weiteren Verarbeitung überlassen werden können. Je nach Gröfse des Vorfluters, seiner Wassermenge und seiner Geschwind und der davon abhängigen Selbstreinigungskraft desselben ko der Reihe nach in Betracht:

1. die einfache Gitter- und Siebreinigung,
2. die Reinigung in Absitzbecken, Klärbrunnen und Klärtürm
3. die Reinigung mittels chemischer Zusätze,
4. die Reinigung auf künstlichen Filterkörpern,
5. die Reinigung durch Bodenfiltration,
6. die Reinigung auf Rieselfeldern.

Während bei den Reinigungsarten unter 1 bis 3 lediglich eine mechanische Ausscheidung der Sink- und Schwimmstoffe aus dem Abwasser eintritt, findet bei denjenigen unter 4 bis 6 unter dem Einflufs des Luftsauerstoffes und der Mitwirkung kleiner Lebewesen auch die chemische Veränderung der schwebenden und gelösten Stoffe, der Abbau der hoch zusammengesetzten tierischen und pflanzlichen Eiweifsstoffe in ihre unschädlichen unorganischen Endprodukte Kohlensäure, Ammoniak und Salpetersäure statt.

Bei den Gitterkonstruktionen sind Grob- und Feingitter zu unterscheiden, erstere mit Spaltweiten von 40 bis 15 mm, letztere bis zu 2 und 1 mm herab. Die **Grobgitter** fischen nur die gröberen Bestandteile heraus zum Schutz der Pumpen und zur Verhütung ästhetischer Bedenken beim unmittelbaren Einlauf in die Vorfluter. Irgendwelche besondere Klärwirkung wird mit ihnen nicht beabsichtigt. Mit den **Feingittern** soll dagegen eine möglichst hohe Klärwirkung durch Herausfischen des gröfsten Teiles des Abraumes aus den Sielwässern erzielt und die Anbringung besonderer Anlagen zur Ausscheidung der Schwimm- und Schwebstoffe unnötig gemacht werden. An Stelle der aus Flacheisenstäben gebildeten Gitter tritt der aus nebeneinandergespannten feinen Stahldrähten gebildete **Harfenrechen**, der jedoch den Nachteil hat, dafs die Spaltweite durch Einklemmung gröfserer Stücke leicht vergröfsert wird.

Am vollkommensten wird sowohl in baulicher Hinsicht als auch mit Rücksicht auf die Klärwirkung die Feinreinigung durch die Rienschsche Scheibe mit den von der Maschinenfabrik Wurl in Berlin-Weifsensee an ihr angebrachten Verbesserungen erreicht (Abb. 43). Sie ist eine im Wasserstrom in geneigter Lage sich drehende Siebfläche mit eingestanzten zylindrischen oder ausgefrästen kegligen Schlitzen. Ihre Reinigung erfolgt aufserhalb des Wassers durch sich drehende Bürsten, deren Bewegung zwangläufig von der Triebwelle aus erfolgt.

Abb 43.

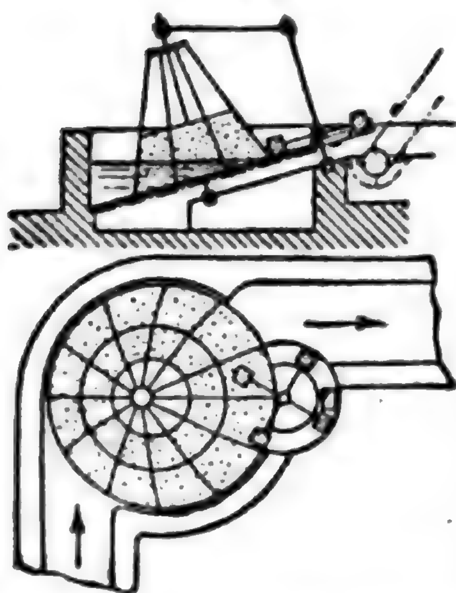
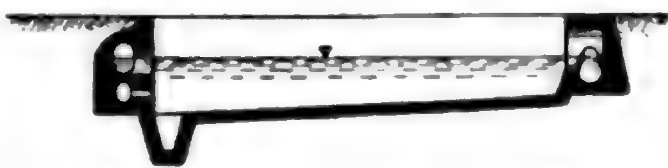


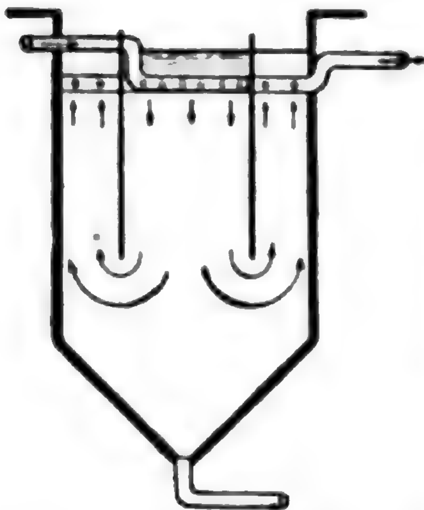
Abb. 44.



In **Klärbecken, Klärbrunnen** und **Klärtürmen** sollen auch die feinsten Schwimmstoffe ausgeschieden werden. Nach den Versuchen von Bock und Schwarz (Hannover), Steuernagel (Cöln), Uhlfelder und Tillmanns (Frankfurt a. M.), Höpfner und Paulmann (Kassel) und Schoenfelder (Elberfeld) sind die Durchströmungsgeschwindigkeit bei Becken zu 10 mm, die Durchströmungsdauer zu etwa 70 min, die Beckenlänge zu 40 bis 45 m, die Beckentiefe zu rd. 2 m zu wählen. Es werden dann rd. 69 % der organischen Schwebstoffe ausgefällt. Gröfsere Geschwindigkeiten setzen die Klärwirkung erheblich herab, ge-

ringere erhöhen sie nur unbedeutend. Da am Beckeneinlauf die stärkste Schlammablagerung erfolgt, ist hier der Sumpf für die Schlammpumpen anzulegen, auch die Beckensohle nach dem Ablauf hin steigend (1 : 50 bis 1 : 100) anzuordnen. Zur Verhinderung von Wirbelbildungen erfolgt der Ein- und Ablauf von Galerien aus über Wehrkronen (Abb. 44). Der Reinigung wegen sind mehrere Becken nebeneinander anzuordnen. Das geklärte Abwasser ist möglichst im Stromstrich in den Fluſs einzuführen, um Ablagerungen am Ufer zu verhüten.

Abb. 45.



Dem gleichen Zweck dienen die **Klärbrunnen** und **Klärtürme**, in denen sich die Abwässer nicht wagerecht, sondern senkrecht bewegen, bei den Klärtürmen unter dem Einfluſs einer künstlich erzeugten Luftleere. Die Durchströmungsgeschwindigkeit darf höchstens 1,5 mm betragen.

Als Beispiele seien der Mairichsche Brunnen (Abb. 45) und der Rothesche Klärturm (Abb. 46) angeführt.

Während bei den bisher genannten Einrichtungen mehr oder weniger frischer Schlamm gewonnen wird, der schwer drainierbar und daher erst spät stichfest wird und auf den Schlammtrockenplätzen zu Geruchbelästigungen führt, liefern die Imhoffschen **Emscher-Brunnen** (Abb. 47) einen geruchfreien, schon

Abb. 46.

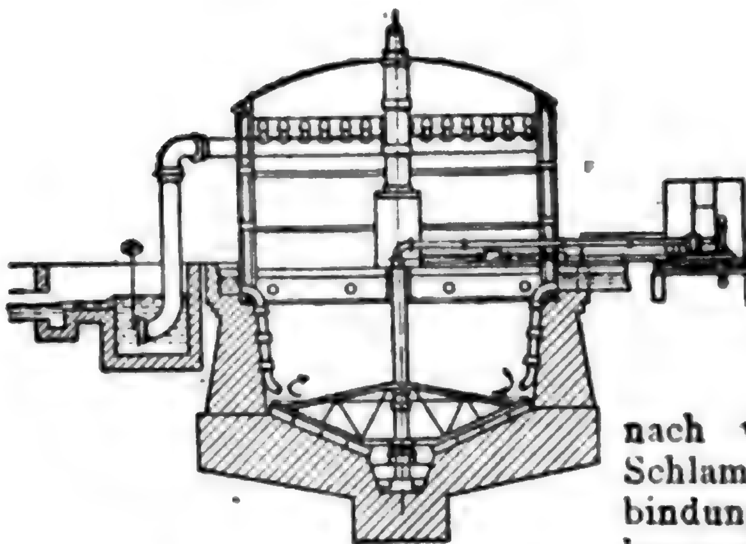
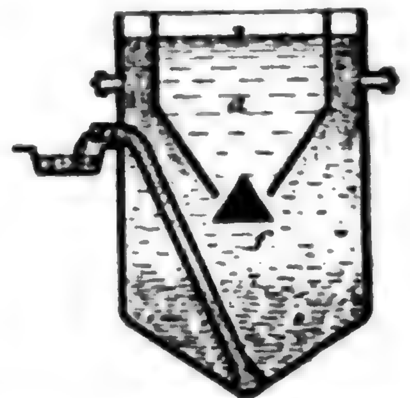


Abb. 47.



nach wenigen Tagen stichfesten Schlamm. Sie stellen eine Verbindung von Klärbecken und Klärbrunnen dar, bei denen das frische Abwasser den Absitzraum *a* wie im Becken wagerecht mit einer Geschwindigkeit von 20 mm und einer Klärdauer von 3 bis 4 st durchströmt. Die ausfallenden Schlammteile, 0,45 Tgsl. Frischschlamm und 0,15 Tgsl. Faulschlamm für den Kopf, rutschen an den schrägen Wänden des Absitzbeckens in den unter ihm angeordneten Faulraum *f*, in dem sie unberührt von dem frischen Abwasser 3 bis 4 Monate lang lagern, wobei sich die organischen Stoffe unter Entwicklung von Sumpfgas nnd Kohlensäure zersetzen.

Abänderungsformen des Emscher-Brunnens sind der **Stiagbrunnen**

der Aktiengesellschaft Städtereinigung und Ingenieurbau (Abb. 48), bei dem zur schnelleren Ausscheidung des Schlammes aus dem Absitzraum in den Faulraum die Rutschflächen mit mehrfachen Schlitzreihen versehen sind, und der **Kremerfaulbrunnen** (Abb. 49) der Gesellschaft für Abwässerklärung m. b. H. „System Kremer" Berlin-Schöneberg, bei

Abb. 48.

Abb. 49.

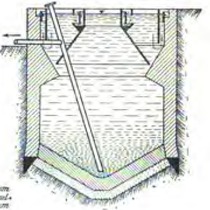
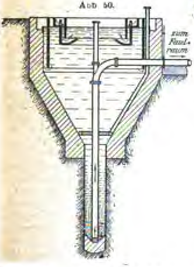


Abb. 50.



dem besonders auf die Ausscheidung der Fette und Oele hingewirkt wird.

Bei dem Kremerapparat mit Schlammzylinder (Abb. 50) ist der Faulraum nicht unter dem Absitzraum, sondern getrennt von ihm seitwärts angeordnet.

Um die Ausfällungszeit in den Klärbehältern abzukürzen, gelangten früher vielfach **chemische Fällmittel**, wie Kalkmilch, verschiedene Eisen-, Tonerde- und Mangansalze, auch lösliche Kieselsäure zur Anwendung. Sie vermehrten aber die Schlammengen erheblich, erschwerten auf die Dauer den Absatz des Schlammes und verhüteten nicht einmal die Nachfäulnis. Gehalten hat sich von den chemischen Verfahren nur das **Degner-Rothesche Kohlebreiverfahren** (Potsdam, Tegel, Cöpenick), bei dem feingemahlene Braunkohle mit Tonerdesulfat und Eisenoxydsalzen den Abwässern zugesetzt wird. Seine Wirkung beruht darauf, daſs letztere Salze mit den Humusstoffen der Braunkohle grofsflockige Niederschläge bilden, die die feinsten Schwebeteilchen der Jauche umhüllen und mit sich zu Boden reifsen. Nachdem dem Schlamm in Filter-

Digitized by Google

pressen 50 % seines Wassergehaltes entzogen sind, wird er zu geformt und zur Kesselfeuerung verwendet, so dafs die Schlan in befriedigender Weise gelöst ist.

Bei den künstlichen Filterverfahren sind das **Füll- und Tropfve** zu unterscheiden. Beide benutzen Brockenkörper aus Kesselrosts Grubenkoks, Steinkohlen, Steinschlag oder Ziegelsteinbrocken.

Beim Füllverfahren wird das Abwasser in wasserdichte, n Brocken gefüllte Becken eingelassen, bleibt in denselben 1 |

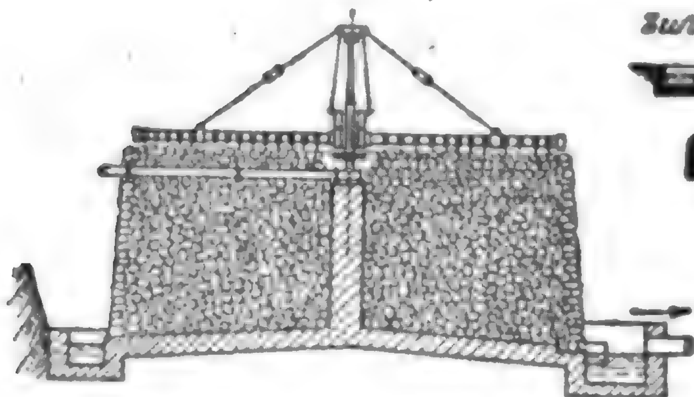


Abb. 52.

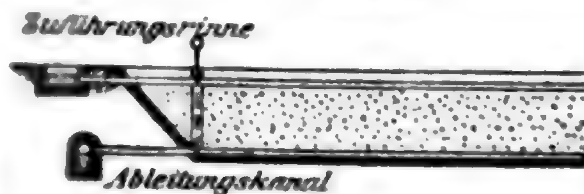


Abb. 51.

stehen und wird dann lassen (Abb. 51). Beim verfahren werden die B zu schwach geböschten, förmigen Körpern aufgesc und das Abwasser mittels Brausen, durchlochter Rinnen oder sprenger über die Oberfläche in möglichst feinen Strahlen vert dafs es tropfenweis durch den Körper sickert (Abb. 52).

Der Reinigungsvorgang in den Brockenkörpern ist zunächst ei mechanisch-physikalischer, indem die Schmutzstoffe des Abwasse auf der rauhen Oberfläche der Brocken niederschlagen und der mige Besatz und die kolloidalen Stoffe derselben durch Absorptio Katalyse die gelösten Stoffe des Abwassers ausfällen. Der Teil des Reinigungsvorganges ist biologischer Art, indem Oxydation bei ausreichender Luftzuführung infolge der Tätigke Lebewesen der Abbau der niedergeschlagenen Schmutzstoffe Regenerierung des Körpers erfolgt. Die dauernde Aufrechterh einer ausreichenden Luftzuführung ist daher erstes Erfordernis f Brockenkörper. Sie wird erreicht durch Verwendung von nur l und widerstandsfähigem Brockenstoff. Weicher und der Verwitt ausgesetzter Stoff, wie Tuffstein, zerfallende Kohlen- oder Koks ist auszuschliefsen. Ebenso mufs der Betrieb so eingerichtet w dafs die Ruhepausen zum Abbau der zurückgehaltenen Schmut ausreichen. Um die Lufträume nicht zuzukleben, dürfen die K nur mit in Absitzbecken gut vorgereinigtem Abwasser bes werden.

Da die Durchlüftung beim Füllverfahren nicht so gründli wie beim Tropfverfahren, mufs Korngröfse und Körperhöhe bei geringer gehalten werden. Die Korngröfse ist bei ersterem dahe 3 bis 10 mm, gegen 20 bis 80 mm bei letzterem, die Körpe 0,3 bis 1 m gegen 1,5 bis 3 m zu wählen.

Beim Füllverfahren sind 1/2 bis 1 st auf das Füllen, 2 st au Vollstehen, 1 bis 2 st auf das Entleeren, 4 bis 6 st auf das stehen zu rechnen. Beim Tropfverfahren ist die Luftzuführung

ununterbrochene, der Betrieb daher ein Dauerbetrieb; jedoch empfiehlt es sich auch hier, kleinere Ruhepausen einzuschalten.

Die Füllkörper liefern einen klaren, von Schwimmstoffen freien Abflufs, bei dem eine Nachklärung entbehrt werden kann. Alle abgebauten Stoffe bleiben im Körper und müssen ein- bis zweimal im Jahr ausgeschlämmt werden. Bei den Tropfkörpern dagegen ist der an und für sich klare Abflufs stets mit einer gröfseren Menge von abgebauten Schwimmstoffen durchsetzt. Hier ist eine Nachklärung auf Boden- oder Sandfiltern nicht zu entbehren.

Die Leistung der Körper ist im Winter eine geringere als im Sommer. Der Betrieb mufs dann eingeschränkt werden. Ein Einfrieren ist nicht zu befürchten, wenn der Körper ausreichend grofs ist. Auf 1 Tages-cbm Abwasser sind 2 cbm Brocken zu rechnen.

An Stelle der künstlichen Brockenkörper wird bei der **Bodenfiltration** der natürliche Erdboden zur Reinigung der Abwässer benutzt. Die Betriebsweise ist die gleiche wie beim Füllverfahren. Wagerecht abgeglichene Bodenflächen werden zeitweilig mit Abwasser überstaut. Die Ruhepausen sind notwendig, um die Bodenporen wieder mit Luftsauerstoff zu füllen. Nur gut durchlässiger Boden kann gebraucht werden. Auch bedürfen die Abwässer einer gründlichen Vorbehandlung, damit sich die Bodenporen namentlich an der Oberfläche nicht zusetzen. Ebenso darf der Grundwasserspiegel nicht höher als höchstens 2,0 m unter Gelände stehen, weil sonst die Filtertiefe nicht ausreicht für die chemische Umwandlung der Stoffe. Eine landwirtschaftliche Bebauung der Flächen ist bei der raschen Folge der Ueberstauungen nicht angängig. Auf 1 ha Bodenfläche können je nach der Bodenart die Abwässer von 2500 bis 5000 Köpfen, d. h. 250 bis 500 Tages-cbm oder 90 000 bis 180 000 Jahres-cbm geklärt werden.

Die vollkommenste Reinigungsart ist das **Rieselverfahren** (s. auch S. 562), bei dem für den Reinigungsvorgang aufser der Bodenfiltration noch die Lebenstätigkeit höherer Nutzpflanzen herangezogen wird.

Am besten eignet sich für die Anlage von Rieselfeldern ein humoser, leicht lehmiger oder mergelhaltiger Sandboden von mittlerer Korngröfse oder ein stark sandhaltiger Lehmboden. Schwerer Lehm- und Tonboden bietet grofse Schwierigkeiten. Der natürliche oder künstlich durch Drainage gesenkte Grundwasserspiegel mufs mindestens 1,5 m unter der Oberfläche liegen.

Nur bei reinem, grobkörnigem Sandboden ist eine künstliche Drainierung der Felder nicht erforderlich. Ueberall sonst ist sie zur guten Durchlüftung des Bodens, der Lebensbedingung für jede Bakterientätigkeit, nicht zu entbehren. Je nach der Bodenbeschaffenheit sind die 50 bis 80 mm weiten Saugedrainleitungen in Abständen von 4 bis 10 m mit Gefällen von nicht unter 3,7 ‰ und mit einer Deckung von mindestens 1,2 m zu verlegen. Die Sauger münden in die 100 bis 120 mm weiten Sammeldrains, die mit Gefällen von nicht unter 2 ‰ zu den Entwässerungsgräben führen, wo sie 30 cm über dem Mittelwasser derselben eingeführt werden. Die Entwässerungsgräben werden in die Geländemulden gelegt und vereinigen sich zu den Hauptentwässerungsgräben, die zu den Vorflutern der Rieselfelder führen. Die Gräben sind mit mindestens $1^1/_2$fachen Böschungen anzulegen, der

Böschungsfufs ist durch ein- oder zweistufige Stangenfaschinen zu sichern. Ihr Gefälle soll nicht unter 1 : 1500 betragen.

Die Drainwässer sind noch reich an organischen Nährstoffen und neigen daher, namentlich während der kalten Jahreszeit, stark zur Algenbildung. Zur weiteren Ausnutzung der Nährstoffe und zur Bekämpfung der durch die Algenbildung in den Vorflutern erzeugten Mifsstände sind überall, wo die Geländeverhältnisse es gestatten, Staustufen in den Hauptentwässerungsgräben einzubauen und das Drainwasser entweder über Doppelberieselungsanlagen oder in gröfsere Fischteiche einzuleiten. Die Abwässer dieser Anlagen haben dann einen so hohen Grad der Reinheit, dafs sie unbedenklich selbst kleinen Vorflutern zugeführt werden können.

Die Feldflächen werden als Wiesen, Beete oder Einstaubecken eingerichtet. Auf den am stärksten geneigten Flächen (über 2 bis 5 %)

Abb. 53.

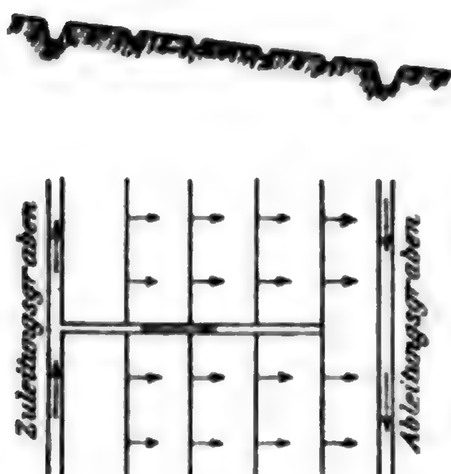


Abb. 54.

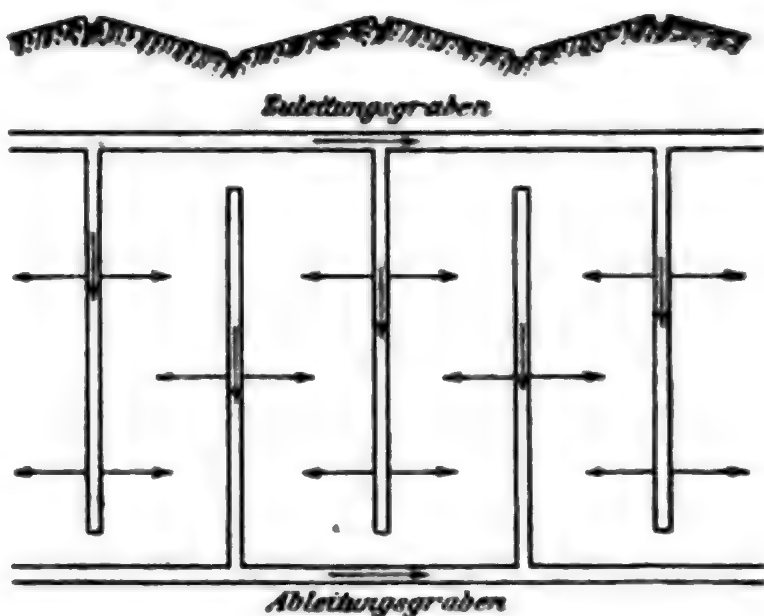
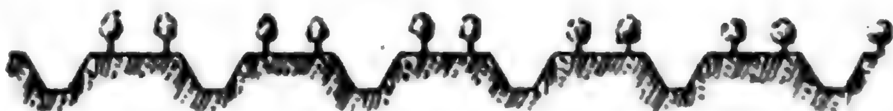


Abb. 55.



werden **Wiesen** im **Hangbau** (Abb. 53) angelegt, bei denen das Rieselwasser von dem an der höchsten Kante angeordneten Zuführungsgraben aus über die Wiese fliefst. Bei schwächerer Geländeneigung tritt der **Rückenbau** (Abb. 54), bei wagerechten Flächen der **Beetbau mit Furchenberieselung** (Abb. 55) ein. Bei letzterem wird das Wasser in wagerechten, die $1^1/_2$ bis 2 m breiten Beete umgebenden Furchen eingestaut, von denen aus es seitwärts in die Beete dringt und nur die Wurzeln, nicht die Pflanzen selbst erreicht. Bei den **Einstaubecken** wird das Wasser in einer Tiefe von 30 bis 50 cm zwischen Dämmen eingestaut.

Als Rieselpflanzen kommen auf den Wiesen nur Gras und Futterrüben, auf den Beeten Gemüsepflanzen in Frage. Nur auf den Einstaubecken können Getreide und Oelfrüchte gebaut werden. Eingestaut wird im Winter. Im Frühjahr nach der Versickerung und Verdunstung des Wassers wird die Fläche umgepflügt und dann bestellt.

Je nach der Höhenlage der Rieselfelder zur Stadt erfolgt die Zuleitung der Abwässer in offenen oder geschlossenen Gefälleitungen (Dortmund, Freiburg i. Br.) oder meist in Druckrohrleitungen. Letztere enden auf dem höchsten Geländepunkt in einem offenen Standrohr, das als Sicherheitsventil für die Druckrohrleitung und zur Anbringung eines auf einem Schwimmer stehenden Signals dient, das den Rieselwärtern die Höhe des Druckes im Druckrohr anzeigt. Von dem Standrohr zweigen die Verteilungsleitungen mit den Druckverhältnissen entsprechend bis zu 200 mm abnehmenden lichten Weiten nach den auf den Geländekuppen angeordneten Auslafsschiebern ab.

Höchst wichtig ist es, an den Auslafsschiebern nicht unter 600 qm grofse Klärbecken anzulegen, um die Schwimm- und Faserstoffe abzufangen, die sonst die Oberfläche der Felder verfilzen. Von diesen Schieberbecken aus wird das Wasser in 50 cm tiefen, teils in das Gelände eingeschnittenen oder auf Dämmen angeordneten Zuführungsgräben in Gefällen von 5 bis 2 $^0/_{00}$ den Feldern zugeführt. Zur Verteilung des Wassers über die einzelnen Schläge werden in diesen Gräben an den Abzweigungsstellen hölzerne, in Rahmen geführte Schütze eingebaut.

Auf 1 ha Rieselland entfallen auf den Berliner Feldern die Abwässer von etwa 250 bis 350 Einwohnern, d. h. 27 bis 40 Tages-cbm oder 10 000 bis 15 000 Jahres-cbm. Andere Städte gehen wesentlich weiter, z. B. Charlottenburg mit 130 Tages-cbm und 47 000 Jahres-cbm für 1200 Einwohner, Kottbus sogar bis zu 65 000 Jahres-cbm bei nur 700 Personen. Entscheidend dabei ist die Bodenbeschaffenheit, der Grad der Verdünnung der Abwässer und die mehr oder weniger gründliche Vorbehandlung der Abwässer in den Kläranlagen.

---

15. ABSCHNITT.

Eisenbahnwesen.

I. Reibungsbahnen.

Bestimmungen über Bau und Betrieb der Eisenbahnen.

I. **Vertragsbestimmungen zwischen dem Deutschen Reiche und anderen Staaten.**

II. **Bestimmungen für das Gebiet des Deutschen Reiches:** Reichsgesetze und Erlasse des Bundesrats auf Grund der Reichsverfassung (Artikel 4, 41 bis 47). Die Beachtung der Bestimmungen überwacht das Reichseisenbahnamt (R. E. A.).

Die Bestimmungen zu I und II gehen allen anderen voran. Die zu II sind für Bayern nur bindend, soweit die Rücksicht auf Landesverteidigung und gemeinsamen Verkehr dies verlangt.

III. **Landesgesetze und Bestimmungen der Landes-Aufsichtsbehörden.***)

IV. **Bestimmungen des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen.****) Diese enthalten bindende und als Regel geltende Vorschriften.

V. **Vorschriften der einzelnen Bahnverwaltungen.**

Die wichtigsten Bestimmungen (mit den beigefügten **Abkürzungsbezeichnungen** im folgenden angezogen) sind:

Zu I. Bestimmungen durch Staatsverträge:

1. **TE.** . . . . Bestimmungen betreffend die technische Einheit im Eisenbahnwesen (Berner Vereinbarungen), seit 1. VII. 1908.
2. Vorschriften über die zollsichere Einrichtung der Eisenbahnwagen im internationalen Verkehr, seit 1. VII. 1908.

Zu II. Bestimmungen des Deutschen Reiches:

1. **BO.** . . . . Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung, vom 4. XI. 1904 u. 24. VI. 1907.
2. **SO.** . . . . Signalordnung für die Eisenbahnen Deutschlands, vom 24. VI. 1907 u. 12. III. 1910.
3. **EVO.** . . . . Eisenbahn-Verkehrsordnung vom 17. XII 1908.

---

*) Landesaufsichtsbehörde (zugleich oberste Verwaltungsbehörde) ist in Preufsen der Minister der öffentlichen Arbeiten, in Bayern der Staatsminister für Verkehrsangel., in Sachsen das Finanzminist., zum Teil das Minist. des Innern und in Württemberg die Verkehrsabteilung des Staatsminist. d. auswärt. Angel. — Entsprechend in Oesterreich das Eisenbahn-, in Ungarn das Handelsminist.

) Das Gebiet des **V. D. E. V. umfafst fast alle vollspurigen Eisenbahnen Deutschlands, Oesterreich-Ungarns und Rumäniens, aufserdem einen Teil der Eisenbahnen in Belgien, Holland, Luxemburg sowie die Bahn Warschau—Wien.

4. Eisenbahnpostgesetz, vom 20. XII. 1875. Bestimmungen betreffend die Verpflichtungen der Nebeneisenbahnen zu Leistungen für Zwecke des Postdienstes, vom 28. V. 1879.

Zu III. Bestimmungen deutscher Bundesstaaten:

1. Gesetze über die Eisenbahnunternehmungen: für Preufsen von 1838 (Hessen 1842), Bayern 1855, Württemberg 1843.*)
2. Gesetze über die Enteignung von Grundeigentum: für Preufsen von 1874 (Hessen 1884), Bayern 1837, Sachsen 1902, Württemberg 1888.*)

In Preufsen ferner 3. **KGz.** .... Gesetz über Kleinbahnen und Privatanschlufsbahnen, vom 28. VII. 1892. Dazu die **KGz. A.** .... Ausführungs-Anweisung und die **Br. f. Kl.** .... Betriebsvorschriften für nebenbahnähnliche Kleinbahnen mit Maschinenbetrieb von 1914, dsgl. für Strafsenbahnen von 1906 und **Br. f. P.** .... Betriebsvorschrift für Privatanschlufsbahnen von 1902.

Als Vereinbarung der meisten Eisenbahnverwaltungen innerhalb des Deutschen Reiches sind hervorzuheben:

FV. .... Fahrdienstvorschriften von 1907. Enthalten Vorschriften über die mit der Beförderung der Züge im Zusammenhange stehenden Dienstverrichtungen.

Zu IV. Bestimmungen des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen:

1. **TV.** .... Technische Vereinbarungen über den Bau u. die Betriebseinrichtungen der Haupt- u. Nebeneisenbahnen; 1909 und Nachträge.
2. **Grz.** .... Grundzüge für den Bau und die Betriebseinrichtungen der Lokaleisenbahnen; 1909.

Zu V. Von Vorschriften für die Preufsisch-Hessische Eisenbahn-Gemeinschaft sind hervorzuheben:

1. **V. f. V.** .... Vorschriften über allgemeine Vorarbeiten für Eisenbahnen (1911).
2. **A. f. S.** .... Anweisung für das Entwerfen von Eisenbahnstationen, mit besonderer Berücksichtigung der Weichen- und Signal-Stellwerke.
3. Oberbau-Anordnungen. Vorschriften für die Herstellung, Unterhaltung und Erneuerung des Oberbaues.
4. Weichen. Leitsätze für die Verwendung und Unterhaltung der Weichen.
5. Grundsätze und Grundrifsmuster für das Entwerfen von Stationsgebäuden, Lokomotiv- und Güterschuppen, Dienst- und Mietwohngebäuden und Uebernachtungsgebäuden.
6. Grundzüge für die Errichtung von Bahnwasserwerken.

A. Bahnbau.

1. Vorarbeiten.

a. Zweck und Grundzüge.

I. Art und Umfang der Arbeiten.

Allgemeine Vorarbeiten sollen die wirtschaftliche und technische Zweckmäfsigkeit und die ungefähren Kosten einer Bahnlinie nachweisen;

---

*) Eisenb.-Konzessionsgesetz von 1854 für Oesterreich, 1868 für Ungarn. Enteignungsges. 1878 für Oesterreich, 1881 für Ungarn. Eisenb.-Betriebsordnung von 1851 für Oesterreich und Ungarn.

sie bilden die Unterlage für die Bauerlaubnis für Privatbahnen und der Geldbewilligung für Staatsbahnen.

Ausführliche Vorarbeiten bezwecken die Aufstellung des Bauentwurfes für die Ausführung.

Die Ausmittlung der zweckmäſsigsten Linie bedingt, daſs die Gesamtkosten — die Verzinsung der Anlagekosten und die Betriebs- und Unterhaltungskosten zusammen — möglichst klein werden.

Die Betriebskosten wachsen u. a. namentlich mit den Steigungs- und Krümmungswiderständen. Die Leistung jeder Lokomotivgattung wird am besten ausgenutzt, wenn der Widerstand möglichst gleichmäſsig bleibt. Deshalb Grundregel der technischen Linienführung: Aufsuchen von Linien mit möglichst gleichbleibendem Widerstande und Vergleich der Möglichkeiten zur Ausmittlung der zweckmäſsigsten Linie *)

II. Widerstände und Zuglänge.

Bezeichnet:

μ die Reibungszahl zwischen Triebrad und Schiene (i. M. $\mu = 0{,}14$ bis 0,16; bei feuchter Luft, Schnee-, Laubfall u. dgl. erheblich niedriger, ausnahmsweise beim Anfahren bis 0,20, bei guten Sandstreuern bis 0,25), vgl. Abschn. Lokomotiven e. 2.,

L das Gewicht der Lokomotive (betriebsfähig) mit Tender in t,

L_1 das Gewicht der Lokomotive mit Tender auf den gekuppelten Achsen in t (Adhäsionsgewicht),

L_2 das Gewicht der Lokomotive mit Tender auf den nicht gekuppelten Achsen in t,

Q das Gewicht des Zuges ohne Lokomotive und Tender in t,

$G = L + Q$ das Gesamtgewicht des Zuges in t,

q das durchschnittliche Gewicht der belasteten Wagenachse in t,

q_w das Gewicht des einzelnen Wagens,

i die Achsenzahl des Zuges ohne Lokomotive und Tender,

n die Wagenzahl des Zuges,

V die Fahrgeschwindigkeit in km/st $= 3{,}6\ v$ m/sk,

Z die mittlere Zugkraft der Lokomotive am Triebradumfange in kg,

N die Kesselleistung in PS (Dauerleistung),

H die Heizfläche in qm,

R den Halbmesser der Bahnkrümmung in m,

α den Neigungswinkel der Strecke,

s die Steigung in mm auf 1000 mm Länge der Fahrbahn,

w die Laufwiderstandszahl auf ebener, gerader Strecke für Wagen (einschlieſslich Luftwiderstand) in kg für 1 t Zuggewicht,

w_1 dsgl. für Lokomotive mit Tender,

w_r den Bewegungswiderstand in einer Krümmung vom Halbmesser R in kg für 1 t Zuggewicht,

w_{r_1} dsgl. für 1 t Lokomotivgewicht,

w_s den Widerstand auf einer Neigung in kg für 1 t Zuggewicht,

W den Gesamt-Bewegungswiderstand des ganzen Zuges in kg, so ist

$$W = \underbrace{w\,Q + w_1\,L}_{w_0\,G} + w_s\,G + w_r\,Q + w_{r_1}\,L \quad . \quad . \quad (1)$$

---

*) C. Mutzner, Die virtuellen Längen der Eisenbahnen. Zürich u. Leipzig 1914.

α) Widerstand in gerader, wagerechter Fahrbahn (Normalspur).

Nachstehende Widerstandsformeln sind Durchschnittswerte; sie berücksichtigen nicht besondere Einflüsse (z. B. starken Wind, starke Kälte, Schnee usw.).

1. Widerstandszahlen für ganze Züge einschliefslich Lokomotiven.

1) $w_0 = 2{,}4 + \frac{V^2}{1300}$ Erfurter Formel der Preufs. Staatsbahnen.

2) $w_0 = 2{,}4 + 0{,}001\,V^2$ Bayerische Formel.

3) $w_0 = 2{,}5 + 0{,}0006\,V^2$

für Güterzüge gemischter Zusammensetzung und Personenzüge mit leichten Wagen.

4) $w_0 = 2{,}5 + 0{,}0004\,V^2$

für beladene Rohgutzüge und D-Züge.

Nur bei Ueberschlagsrechnungen. Für genauere Rechnungen sind die Widerstände von Lokomotive und Wagenzug einzeln zu ermitteln.

2. Widerstandszahlen für Lokomotiven einschl. Tender.

Nach Frank (Z. d. V. d. I. 1907 S. 96) ist für Lokomotiven

$$w_1 = 2{,}5 + 0{,}067\left(\frac{V}{10}\right)^2.$$

Zu dem Laufwiderstand als Fahrzeug treten die Widerstände im Triebwerk und in den Steuerungsteilen. Widerstand ist ferner abhängig von der Zahl der gekuppelten Achsen, Zahl der Zylinder, Steuerungsbauart (Flach- oder Kolbenschieber), von der Fahrgeschwindigkeit, der Zugkraft, dem Dienstgewicht im Verhältnis zum Reibungsgewicht und dem Unterhaltungszustande.

Am einwandfreiesten ist daher die Anwendung besonderer Formeln für einzelne Lokomotivgattungen oder Bauartgruppen.*) So nach Strahl (Z. d. V. d. I. 1913 S. 251)

$$w_1 = 2{,}5\,L_2 + c\,L_1 + 0{,}6\,F\left(\frac{V}{10}\right)^2 \text{ in kg}$$

worin F für grofse Lokomotiven heutiger Bauart = 10 qm und

$c = 5{,}8$ für 2 gek. Achsen bei 2 Dampfzylindern,
$c = 7{,}3$ „ 3 „ „ „ 2 „ ,
$c = 7{,}5$ „ 3 „ „ „ 4 „ ,
$c = 8{,}4$ „ 4 „ „ „ 2 „ ,
$c = 9{,}8$ „ 5 „ „ „ 2 „ .

3. Widerstandszahlen für Eisenbahnwagen.

Bei einem Wagenzuge mit gleichen ideellen Flächen f nebst Gepäckwagen (hinter der Lokomotive) nach Frank:

$$w = 2{,}5 + 0{,}0142\left(\frac{V}{10}\right)^2 + 0{,}54\left(\frac{2 + nf}{n\,q_w}\right)\left(\frac{V}{10}\right)^2.\text{**)}$$

Hierin ist die gleichwertige Fläche für den Luftdruck auf einen Wagen
für jeden Personenwagen und bedeckten Güterwagen . $f = 0{,}56$ qm,
für jeden beladenen Güterwagen . . . . $f = 0{,}32$ „ ,
für jeden leeren offenen Güterwagen . . . . $f = 1{,}62$ „ .

---

*) Stockert, Eisenbahnmaschinenwesen II. S. 69. — Revue générale d. ch. de fer 1904 S. 196.

**) Z. d. V. d. I. 1907 S. 94.

Näherungsformel: $w = 2{,}5 + b\left(\frac{V}{10}\right)^2$.

$b = {}^1/_{40}$ für Schnell- und Personenzüge (300 bis 500 t) aus lauter (D-Zug- oder) vierachsigen Abteilwagen;
$= {}^1/_{30}$ für Personenzüge (300 bis 400 t) aus zwei- oder dreiachsigen Abteilwagen;
$= {}^1/_{44}$ für Güterzüge (800 bis 1300 t) aus vollbeladenen offenen Güterwagen (Kohlenzüge);
$= {}^1/_{30}$ für Güterzüge (Eilgüterzüge) aus halbbeladenen bedeckten Güterwagen;
$= {}^1/_{20}$ für Güterzüge (800 bis 1000 t) aus Wagen, die zur Hälfte bedeckt oder offen, zur Hälfte beladen oder leer sind;
$= {}^1/_{10}$ für Güterzüge (400 bis 600 t) aus leeren Wagen zur Hälfte bedeckt, zur Hälfte offen;
$= {}^1/_7$ für leere Kohlenwagenzüge (300 bis 500 t).

β) Widerstand auf Steigungen oder Gefällen (Normalspur).

$$w_s = \pm s.$$

γ) Widerstand in Krümmungen (Normalspur).

$$w_{r_1} = \frac{650}{R - 55}$$ v. Röckl (Bayerische Staatsbahnen).

$$w_r = \frac{d}{R}\left(180 - \frac{1000\,d}{R}\right)$$ für Personenzüge, Frank*)

$$w_r = \frac{d}{R}\left(180 - \frac{2000\,d}{R}\right)$$ für Güterzüge, Frank*)

worin d = Radstand des Fahrzeuges.

Bemerkung: In Bayern und Oesterreich wurde die Röcklsche Gleichung gesetzlich für den Ausgleich der Neigungsverhältnisse auf Gebirgsbahnen vorgeschrieben. Bei den Preußisch-Hessischen Staatseisenbahnen ist sie für die Fahrplanberechnung der Personenzüge z. Z. noch in Gebrauch. Italien hat die geänderte Form $\frac{600}{R - 50}$ angenommen.

δ) Widerstand bei Schmalspurbahnen.

Für **Schmalspur** fehlt es an Versuchen. Man rechnet häufig mit:

Spur in mm	w in kg/t	w_1 in kg/t	w_r in kg/t
1000	$2{,}6 + 0{,}0003\,V^2$	$2{,}7\sqrt{a} + 0{,}0015\,V^2$	$400 : (R - 20)$
750	$2{,}7 + 0{,}0002\,V^2$	$2{,}8\sqrt{a} + 0{,}001\,V^2$	$350 : (R - 10)$
600	$2{,}8 + 0{,}0002\,V^2$	$2{,}9\sqrt{a} + 0{,}0008\,V^2$	$200 : (R - 5)$

Hierin ist $a = 3$ für schwerere Güterzug- und $= 2$ für Personenzuglokomotiven zu setzen. Der Neigungswiderstand ist $\pm s$.

Der Krümmungswiderstand ist sehr abhängig vom Fahrzeugradstande.

---

*) Z. d. V. d. I. 1903 S. 460.

ε) Gesamtwiderstand und Zugkraft bei Normalspur.

Der **Gesamtwiderstand** eines Eisenbahnzuges überschläglich:

$$W = \left(2{,}4 + \frac{V^2}{1300} \pm s + \frac{650}{R-55}\right) G$$

oder genauer:

$$W = 2{,}5\,L_2 + c\,L_1 + 0{,}6\,F\left(\frac{V}{10}\right)^2 + \left[2{,}5 + b\left(\frac{V}{10}\right)^2\right] Q \pm s\,G$$

$$+ \frac{650}{R-55}\,L + \frac{d}{R}\left(180 - \frac{1000 \text{ bzw. } 2000\,d}{R}\right) Q.$$

$$W \gtreqless Z.$$

Weiteres über den Zusammenhang zwischen W, Z und Lokomotivleistung s. Abschn. Lokomotiven e. 1 S. 839 ff.

Länge und Belastung der Züge. Nach TV. § 159 ist die Länge nach den Neigungsverhältnissen, den Gleisanlagen und sonstigen Einrichtungen der Stationen sowie der Bauart der Fahrzeuge zu bemessen.

Bei größter Belastung der Züge (TV. § 159) soll unter Berücksichtigung der Bahnneigungen und Zuggeschwindigkeiten bei der Fahrt im Beharrungszustande die Zugkraft an der Spitze des Zuges 10 t in der Regel nicht überschreiten.

Größte Zugstärken nach B O. § 54. Die zulässigen Größtwerte a der Wagenachsenzahl bei V in km/st sind

		Hauptbahnen				Nebenbahnen		
		1	2	3	4	5	6	7
Personenzüge	V	≦ 50	51—60	61—80	> 80	≦ 30	31—40	> 40
	a	80	60	52	44	80	40	26
Güterzüge	V	≦ 45	46—50	51—55	56—60	bis zu 30 km		
	a	120	100	80	60	120		

In Personenzügen darf für jeden sechsachsigen Wagen die Zahl a um je 2 Achsen, in Spalte 3 bis zu 60, in Sp. 4 bis zu 52, in Sp. 6 bis zu 48 und in Sp. 7 bis zu 30 Wagenachsen erhöht werden.

Für Güterzüge mit $V \leqq 45$ kann bei günstigen Neigungen und Krümmungen sowie ausreichenden Bahnhofsanlagen die Landes-Aufsichtsbehörde $a = 150$ zulassen. Für Militär- und für Güterzüge mit regelmäßiger Personenbeförderung ist $a = 110$ zulässig, sofern $V \leqq 45$ für Haupt- und $\leqq 30$ für Nebenbahnen.

Für Lokalbahnen ist Zuglänge nach den Neigungsverhältnissen der Bahn und den Einrichtungen der Bahnhöfe sowie der Bauart der Fahrzeuge zu bemessen (Grz. § 96).

Beispiele für die Art der Rechnung.

1. **Wieviel Zuggewicht (Q) zieht eine gegebene Güterzuglokomotive** auf einer bestimmten Steigung (s) mit einer gewissen Geschwindigkeit (V) dauernd bergan, wenn zugleich zahlreiche Krümmungen (R) vorhanden sind?

Es sei $L = (52{,}9\ t + 33{,}3\ t =)\ 86{,}2\ t$; $H = 139$ qm; $V = 20$ km/st; $R = 300$ m $s = 2\,‰$; dann ist bei gemischt zusammengesetztem Güterzuge überschläglich:

$$w_0 = 2{,}5 + 0{,}0006 \,.\, 20^2 = 2{,}74 \text{ kg/t}$$

oder genauer $w_1 = 2{,}5 + 0{,}067\left(\frac{V}{10}\right)^2 = 2{,}768$ kg/t, $\quad w = 2{,}5 + \frac{1}{20}\cdot\left(\frac{V}{10}\right)^2 = 2{,}7$ kg/t,

$$w_r = \frac{650}{300 - 55} = 2{,}66 \text{ kg/t}, \qquad w_s = 2 \text{ kg/t},$$

$W = (2{,}74 + 2{,}66 + 2)\,.\,(L + Q)$ oder genauer
$W = (2{,}768 + 2{,}66 + 2)\,.\,L + (2{,}7 + 2{,}66 + 2)\,.\,Q = 7{,}428\ L + 7{,}36\ Q$

Die Zugkraft der Lokomotive ist gemäfs Formel im Abschn. Lokomotiven • 1.

$$Z = \left(\frac{162}{20} + \frac{142}{\sqrt{20}}\right)\cdot 139 = 5546 \text{ kg} = W, \text{ somit } Q = \frac{5546 - 7{,}428\,.\,86{,}2}{7{,}36} = \text{(rd.) } 670 \text{ t.}$$

Ist das durchschnittliche Gewicht der Achse = 8 t, so erhielte man rd. 84 Wagenachsen. Wenn der Zug nur beladene offene Rohgutwagen enthält, so würde $w = 2{,}5 + \frac{1}{44}\left(\frac{V}{10}\right)^2 = 2{,}59$ betragen, das mögliche Zuggewicht auf rd. 680 t steigen und bei durchschnittlich 8 t Eigengewicht des Wagens und 15 t Last die Zahl der zu befördernden Achsen sich auf $\frac{680}{11{,}5} = 60$ ermäfsigen.

2. Ein D-Zug soll mit $V = 90$ km/st befördert werden durch eine Lokomotive von $H = 178$ qm, $L = 60$ t, $T = 40$ t. Wie schwer kann der Wagenzug sein bei 1, 2 und 3 ‰ Steigung?

$$Z = 166{,}5\,.\,178\,.\,\sqrt{90} = 3140 \text{ kg}; \quad w_1 = 2{,}5 + 0{,}067\left(\frac{V}{10}\right)^2 = 7{,}93 \text{ kg/t};$$

$$w = 2{,}5 + \frac{1}{40}\left(\frac{V}{10}\right)^2 = 4{,}5 \text{ kg/t}; \; w_s = 1,\ 2 \text{ oder } 3 \text{ kg/t.}$$

a) $s = 1\,‰$; $Q = (3140 - 8{,}93\,.\,100) : 5{,}5 = 410$ t,
b) $s = 2\,‰$; $Q = (3140 - 9{,}93\,.\,100) : 6{,}5 = 330$ t,
c) $s = 3\,‰$; $Q = (3140 - 10{,}93\,.\,100) : 7{,}5 = 275$ t.

Bei $s = 3\,‰$ würden also nur noch etwa 6 D-Wagen möglich sein; es würde demnach für gröfsere Wagenzahl V vermindert werden müssen.

3. Ist die Zugkraft für einen bestimmten Wagenzug aus $Z \geqq w\,Q + w_1\,L$ zu bestimmen, so sind L und T zunächst zu schätzen.

III. Zweckmäfsigstes Steigungsverhältnis.

Ist eine Höhe h mit gegebener Lokomotivgattung und annähernd gleicher Geschwindigkeit zu ersteigen und sind Linien verschiedener Länge möglich, so ist die Steigung s_z die zweckmäfsigste, für die $\frac{\text{Zuggewicht}}{\text{Weglänge}} = Q : \frac{h}{s}$ am gröfsten, mithin die Hebung am billigsten wird.

In gerader oder sanft gekrümmter Strecke ist dann

$$s_z = -\,w + (w + w_r + w_s)\sqrt{\frac{Z - w_1 L}{w\,L} + 1}\,.$$

IV. Mafsgebende und unschädliche Steigung.

Die Durchführung möglichst gleichmäfsigen Widerstandes behufs Ausnutzung der Zugkraft verlangt Ermäfsigung der gröfsten Steigung s_m in den schärferen (und längeren) Bogen um w_r, so dafs $s + w_r \leqq s_m$ bleibt. Diese Steigung s_m ist für die Zugkraft und Zuglänge bestimmend, mithin für die Linienführung „mafsgebend"; sie ist bei gröfseren Hebungen (mit Ausnahme von Anlaufsteigungen) tunlichst dem zweckmäfsigsten Steigungsverhältnis zu nähern.

Steigungen unter dem Bremsgefälle s_b, also Werte

$$s_b < w \text{ in Geraden, oder } s_b < (w + w_r) \text{ in Bogen,}$$

sind „unschädlich“, sofern die jährlich in beiden Richtungen zu befördernden Brutto-Zuggewichte nicht sehr verschieden sind. Liegt die mafsgebende Steigung s_m unter der Bremsneigung, so sinkt auch die Grenze für die unschädliche Steigung um ebensoviel darunter hinab.

Uebertrifft die mafsgebende Steigung die Gröfse s_b, so hat die Linie das Wesen der Gebirgsbahn. Alsdann ist jedes verlorene Gefälle zu vermeiden, denn jede unter s_m (oder $s_m - w_r$) herabgehende Steigung s auf eine Höhe h bildet einen Längenüberschufs von der Gröfse $(h:s) - (h:s_m)$, der besser zur Ermäfsigung von s_m für die ganze Linie ausgenutzt würde.

Liegt s_m unter s_b, so ist die Linie eine Flachlandbahn, und verlorenes Gefälle mit unschädlichen Steigungen ist (theoretisch) ohne Nachteil.

Die Steigungsermäfsigung bei den (in der Gröfststeigung liegenden) Bogen geschieht zweckmäfsig wie folgt durch Zeichnung im Längsprofil:

Es sei s_0 die vorläufig bei der Linienermittlung benutzte Durchschnittsteigung, l deren Länge und $H = s_0 l$ deren Höhe. Man bilde dann für die darin vorkommenden Bogen die „Widerstandshöhen“ $h_r = w_r l_r$; alsdann wird die mafsgebende Steigung

$$s_m = \frac{H + \Sigma (w_r l_r)}{l}.$$

s_m bleibt in den Geraden ungeschmälert und wird in jeder Krümmung um das zugehörige w_r ermäfsigt (also das Ende des Bogens um h_r herabgedrückt).

Da, wo bereits aus anderen Gründen $s < s_m$ ist, kommt dieser Unterschied $(s_m - s)$ in Bogen bei der Ermäfsigung von w_r in Abzug; ist $s_m - s \geqq w_r$, so unterbleibt die Ermäfsigung, da nur $w_r + s$ nicht s_m überschreiten soll.

Kurze stärkere Steigungen können durch vorübergehende Erhöhung der Dampfkraft (Füllungsänderung) oder auch durch „Anlauf“ überwunden werden.

V. Vergleich verschiedener Linien.

Die wirtschaftlichste Linie ist durch Vergleich der jährlichen Verkehrskosten der verschiedenen Linienführungen zu bestimmen. Die Stationskosten sowie die allgemeinen Kosten können hierbei aufser acht bleiben. Die zum Vergleich kommenden Teile der jährlichen Verkehrskosten S stellen sich alsdann dar in der Form

$$S = (iA + U) + F.$$

Hierin bezeichnet A die Anlagekosten, i den Zinsfufs, U den von Verkehr und Linienführung weniger abhängigen Teil der Betriebskosten (Bahnbewachung, Unterhaltung des Unterbaues usw.), der auf Grund statistischer Mittelwerte für 1 km Bahnlänge anzusetzen ist, jedoch bei wenig verschiedener Länge der Vergleichslinien als nahezu gleich unberücksichtigt bleiben darf.*) F bezeichnet die Zugförderungskosten (mit Einschlufs der Abnutzung des Oberbaues), die von den Krümmungen und Steigungen, besonders aber von der mafsgebenden Steigung abhängen.

U und F werden zweckmäfsig auf Grund der Erfahrungen bei Bahnen mit ähnlichen Verhältnissen wie die Neubaulinie ermittelt.

*) Bei sehr grofser Verschiedenheit der mafsgebenden Steigung kann auch gleiche Verkehrsgröfse eine sehr ungleiche Zugzahl und dadurch eine Verdopplung des Bahnbewachungspersonals (Nachtdienst), mithin Vergröfserung von U bedingen.

b. Vorschriften.

Die Vorschriften für das **Deutsche Reich** (S. 714) unterscheiden Haupt- (nur Vollspur, 1 435 m) und Nebenbahnen (Vollspur oder Schmalspur, 1,00 und 0,75 m).

Der **V. D. E. V.** (S. 714) teilt die Bahnen ein in

α) Hauptbahnen.

β) Nebenbahnen: auf die Fahrzeuge der Haupteisenbahnen übergehen können; V höchstens 50 km/st.

γ) Lokalbahnen: vollspurige oder schmalspurige Bahnen, die vorwiegend dem Nahverkehr dienen; V in der Regel höchstens 35 km/st. Hierzu gehören die Kleinbahnen, durch geringere Verkehrsbedeutung gekennzeichnet.

Die Lokalbahnen unterliegen den Reichsvorschriften nur insoweit, als Fahrzeuge der Hauptbahnen auf sie übergehen.

Die bindenden Bestimmungen der TV. (nachstehend durch einen Stern (*) hervorgehoben) müssen von jeder Vereins-Verwaltung des V. D. E. V. befolgt werden, sofern nicht durch Staatsverträge oder durch die obersten Aufsichtsbehörden hiervon abweichende Bestimmungen getroffen sind.

I. Sachliche Vorschriften.

Spurweite im geraden Gleise (zwischen den Fahrkanten 14 mm unter Schienenoberkante gemessen) bei Hauptbahnen und vollspurigen Neben- und Lokalbahnen 1,435 m (T V.* § 2), bei schmalspurigen Nebenbahnen 1,00 m oder 0,75 m (B O. § 9), bei schmalspurigen Lokalbahnen ist auch 0,60 m zulässig (Grz. § 2; K Gz. A.).

Abweichungen bis 10 mm über und 3 mm unter 1,435 m als Folge des Betriebes — bei Schmalspur entsprechend weniger — sind zulässig.

Spurweite der Eisenbahnen anderer Länder.

Außer dem Gebiet des V. D. E. V. Vollspur vorwiegend in der Schweiz, Italien, Frankreich, England, Dänemark, Schweden, Balkanhalbinsel, Nordamerika. Größere Spurweiten in Rußland (1,524 m), Spanien, Portugal, Chile, Argentinien und Ostindien (1,676 m). Schmalere Spurweiten in Griechenland, Algier, Brasilien (1,0 m), ferner in Norwegen, Japan, Java, Kapland, Südaustralien (1,067 m).

Spurerweiterung vgl. Oberbau S. 740.

Umgrenzung des lichten Raumes (Normalprofil) für Haupt- und vollspurige Nebenbahnen, Abb. 1 bis 3 (BO. § 11; TV.* § 30 u. 34). Dabei ist auf Spurerweiterung und Schienenüberhöhung Rücksicht zu nehmen, d. h. die Breitenmafse vergröfsern sich nach der inneren Seite einer Krümmung um die Spurerweiterung, und das Profil dreht sich um den Ueberhöhungswinkel. Der Drehpunkt ist in der Regel die Oberflächenmitte des Schienenkopfes des inneren Stranges.

Die in Abb. 1 punktierten Seitenlinien bezeichnen den bei Neu- und Umbauten aufserdem noch freizuhaltenden Spielraum.

In Abb. 2 kann das Mafs 150 auf 135 mm eingeschränkt werden, wenn die erhöhten Teile fest mit den Schienen verbunden sind; ebenso ist statt 67 mm an Zwangschienen allmähliche Verengung gestattet bis auf 41 mm bei Weichen und Kreuzungen, 45 mm bei Leitschienen und auf Wegeübergängen. In Krümmungen ist auf Spurerweiterung Rücksicht zu nehmen. Die Tiefe der Spurrinne von 38 mm mufs auch nach Abnutzung des Schienenkopfes stets frei sein. Für Zahnstangenbahnen ist in der Mitte auf 500 mm Breite eine Einschränkung des freien Raumes bis 100 mm über S. O. zulässig, Abb. 3 (BO. § 11; TV. § 8 u. 18).

In Tunneln (TV. § 16) soll aufserhalb der Umgrenzungslinie bis zur Wandung ein Spielraum von mindestens 400 mm bei eingleisiger

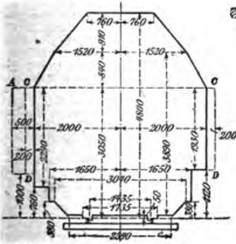
und 300 mm bei zweigleisiger Bahn freibleiben. In diesem Spielraume dürfen die Stromleitungen elektrisch betriebener Bahnen untergebracht werden.

Für **vollspurige Lokalbahnen**, auf die Wagen von Hauptbahnen übergehen, gelten die Abb. 1 bis 3 ebenfalls. Findet Wagenübergang nicht statt, so ist das Normalprofil nach den Betriebsmitteln der Lokalbahn festzustellen (Grz. § 23). Spielraum im Tunnel mindestens 200 mm (Grz. § 13).

Einschränkungen der Umgrenzungslinien vollspuriger Bahnen können an Ladegleisen, die nicht von durchgehenden Zügen befahren werden, von der Aufsichtsbehörde zugelassen werden; sonstige Abweichungen von der Umgrenzungslinie bei Hauptbahnen bedürfen der Genehmigung der Landes-Aufsichtsbehörde (BO. § 11[8]).

Umgrenzung des lichten Raumes für Schmalspurbahnen von 1,00 m Spurweite Abb. 4, von 0,75 m Spurweite Abb. 5; für 0,60 m Spurweite gilt (unter Abänderung der Maße 375 in 300 mm) Abb. 5 gleichfalls; die Durchführung der Umgrenzung bei 1,00 Spur (Abb. 4) auch für die Spurweite von 0,75 m ist wünschenswert (Grz. § 23 u. 27). Festsetzung ist der Landes-Aufsichtsbehörde vorbehalten. Für Schmal-

Abb. 1.



Für die **freie Bahn** und die sonstigen **Ein- und Ausfahrgleise der Personenzüge.** | Für die übrigen **Gleise.**

Bei Neubauten gültig:
AB für die freie Strecke mit Ausnahme der Kunstbauten,
CD für die Stationen und die Kunstbauten der freien Strecke.

Abb. 2.

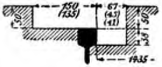
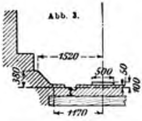


Abb. 3.



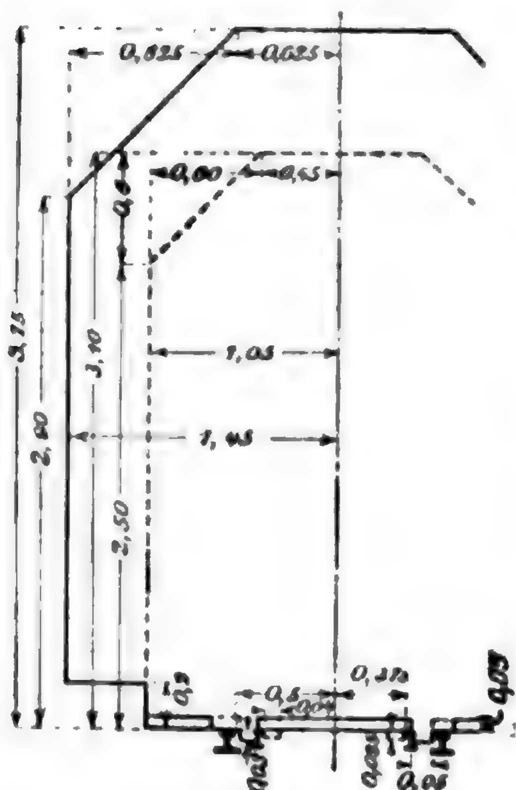
spurbahnen, auf denen Hauptbahnwagen mittels besonderer Fahrzeuge (Rollschemel, Rollböcke usw.) befördert werden sollen, ist das in den Abb. 1 bis 3 gegebene Normalprofil von Unterkante der Rad-Laufkreise des auf dem Rollschemel usw. stehenden Hauptbahnwagens ab einzuhalten (Grz. § 23 u. BO. A. § 11).

Gleisentfernung, von Mitte zu Mitte Gleis gemessen (BO. § 12; TV. § 31[a] u. 38): Auf freier Bahn zwischen Doppelgleisen ≥ 3,5 m (für

Digitized by Google

Neubauten in TV. § 31 4 m empfohlen); bei Hinzutritt eines dritten Gleises oder zwischen zwei Gleispaaren stets dem Normalprofil entsprechend ≧ 4 m. Auf Stationen ≧ 4,5 m, bei Zwischenbahnsteigen auf Hauptbahnen ≧ 6 m, auf Nebenbahnen ≧ 4,5 m.

Abb. 4 u. 5.



Gleisabstand auf Stationen vollspuriger Lokalbahnen mit Uebergang von Hauptbahnwagen ≧ 4 m, bei Zwischenbahnsteigen ≧ 4,5 m. Bei anderen vollspurigen und bei schmalspurigen Lokalbahnen soll auf Stationen die Gleisentfernung mindestens gleich der um 0,60 m vermehrten gröfsten Wagen bzw. Ladungsbreite sein (Grz. § 80).

Kronenbreite S. 733.

Bahnsteigbreiten S. 775.

Feuerpolizeiliche Vorkehrungen. Bei Eisenbahngebäuden und Lagerung feuergefährlicher Sachen (Kohle usw.) sind die für die verschiedenen Gegenden erlassenen baupolizeilichen Vorschriften zu erfüllen. Anlieger von Bahnen sind bei Herstellung von Baulichkeiten und in der Benutzung ihrer Grundstücke Beschränkungen unterworfen (gegen Entschädigung bei Neubau von Bahnen). Hierfür gilt z. B. in Preufsen folgende Polizeiverordnung:

a) Neu zu errichtende Gebäude müssen, wenn 1. mit weicher, nicht feuersicherer Deckung versehen (auch Dachpfannen mit Strohdocken), von der Mitte des nächsten Gleises einen Abstand innehalten gleich mindestens 25 m vermehrt um die anderthalbfache Höhe des etwaigen Eisenbahndammes. Dasselbe gilt bei allen zur Lagerung von entzündlichen Gegenstanden benutzten Gebäuden für die etwaigen der Bahn zugekehrten Wandöffnungen, sofern sie nicht mit mindestens 1 cm starkem, ringsum eingemauertem Glase verschlossen sind. Als der „Bahn zugekehrt" gelten dabei alle Wände, deren Winkel gegen die Bahnrichtung unter 60° beträgt. — 2. Sonstige nicht in wirksamer Weise (Rohrputz u. a.) gegen Entzündung durch Funken geschützte Gebäude und Gebäudeteile müssen einen Abstand von mindestens 4 m bis zur nächsten Gleismitte innehalten; ebenso Wandöffnungen ohne den angegebenen festen Glasabschlufs. Unterhalb der S.O. erhöht sich der Abstand auf 5 m. Gebäudeteile, die mehr als 7 m oberhalb der S.O. liegen, sind diesen Bestimmungen nicht unterworfen. — Bei Lagerung leicht entzündlicher Gegenstände ohne feste Bedeckung erhöht sich der kleinste Abstand zu 1. auf 38 m vermehrt um die anderthalbfache etwaige Dammhöhe.

b) Bei Annäherung einer neu anzulegenden Bahn an schon bestehende Gebäude usw. über die oben angegebenen Grenzen hinaus entscheidet der Regierungspräsident über die zu treffenden Mafsnahmen.

Sicherheitsstreifen in Waldungen, Heiden und trockenen Mooren bei Dampfbahnen zur Sicherung gegen Brände. Breite nach der Oertlichkeit zu bestimmen (TV. § 27. — S. auch S. 769).

Krümmungshalbmesser. Mindestmafs auf freier Strecke für Hauptbahnen 180 m, jedoch unter 300 m in Deutschland nur mit Genehmigung der Aufsichtsbehörde und mit Zustimmung des R.E.A., für vollspurige Nebenbahnen 180 m, sofern Fahrzeuge von Hauptbahnen übergehen, andernfalls 100 m (BO. § 7, TV.* § 29).

Grz. gestattet für vollspurige Lokalbahnen mit Hauptbahnwagenübergang als Kleinstwert auf freier Strecke in der Regel 180 m, bei vollspurigen Anschlufsgleisen 100 m, bei 1,00 m Spur 50 m, bei 0,75 m Spur 40 m, bei 0,60 m Spur 25 m. Sind die Betriebsmittel zum Befahren schärferer Krümmungen eingerichtet, so sind kleinere Halbmesser zulässig.

Längsneigung auf Hauptbahnen höchstens 25 ‰, auf Nebenbahnen höchstens 40 ‰ (TV. § 28, BO. § 7). Stärkere Neigungen als 12,5 ‰ auf Haupt- und 40 ‰ auf Nebenbahnen bedürfen der Zustimmung der Landes-Aufsichtsbehörde und des R. E. A. Bei elektrisch betriebenen Bahnen sind nach TV. § 28 stärkere Neigungen zulässig. Grz. § 21 gestattet für Lokalbahnen bis 40 ‰.

Neigung von Bahnhofsgleisen bei Haupt- und Nebenbahnen, abgesehen von Rangiergleisen, $\leqq$ 2,5 ‰; jedoch dürfen Ausweichgleise in die stärkere Neigung der freien Strecke eingreifen (BO. § 7, TV. § 36).

Ausrundung der Neigungswechsel auf freier Strecke mit $\geqq$ 5000 m bei Haupt- und 2000 m bei Nebenbahnen, in oder unmittelbar vor Stationen mit $\geqq$ 2000 m Halbmesser (BO. § 10, TV. § 28); für Lokalbahnen empfiehlt Grz. § 21 2000 m.

Zwischen Gegenneigungen von mehr als 5 ‰, sofern eine der Neigungen über 10 m Gesamthöhe hat, ist eine Strecke von $\geqq$ 500 m Länge mit $\leqq$ 3 ‰ einzulegen; in diese Länge dürfen die Tangenten der Ausrundungsbogen eingerechnet werden (BO. § 7, TV. § 28). Nach Grz. § 21 ist zwischen Gegenneigungen von $\geqq$ 10 ‰ eine wagerechte oder $\leqq$ 3 ‰ geneigte Zwischenstrecke von $\geqq$ 50 m Länge einzuschalten.

Schroffe Gefällewechsel in scharfen Bogen sind zu vermeiden (TV. § 28; Grz. § 22).

Gröfster ruhender Raddruck auf Hauptbahnen 7 t, bei hinreichend starkem Oberbau 8 t (BO. § 29). Bei Neubau von Gleisen ist stets mit 8 t, auf stark beanspruchten Strecken mit $\geqq$ 9 t ruhendem Raddruck zu rechnen (BO. § 16). Vgl. auch TV. § 6 u. 64. Für Nebenbahnen bestimmt die Landes-Aufsichtsbehörde im Einvernehmen mit dem R. E. A. über die etwaige Anwendung der gleichen Sätze. Ueber die Lasten bei Brückenberechnung 16. Abschnitt: Brückenbau.

Für vollspurige Lokalbahnen mit unbeschränktem Wagenübergang empfiehlt Grz. § 41 u. § 5: 6 t, andernfalls 5 t; für Schmalspur von 1 m, 75 und 60 cm: 4,5 t; 4 t; 3,5 t.

Abteilungszeichen mit Angaben von ganzen und zehntel Kilometern, sowie **Neigungszeiger** mit Gröfse und Länge der Neigungen an den Enden der geneigten Strecken. Letztere bei Nebenbahnen nur nötig, wenn auf $\geqq$ 500 m Länge $s \geqq$ 6,66 ‰ (BO. § 17; TV. § 24 u. 25); bei Lokalbahnen nach Grz. § 19 u. 20 nur, wenn $s \geqq$ 10 ‰.

Zulässige Fahrgeschwindigkeit auf Hauptbahnen nach BO. § 66: für Personenzüge ohne durchgehende Bremse 60, mit solcher 100, unter besonders günstigen Umständen Erhöhung mit Genehmigung der Landes-Aufsichtsbehörde zulässig; für Güterzüge 45 bis 60, für Arbeitszüge 45, für einzelne Lokomotiven im allgemeinen 50 km/st; für bestimmte Lokomotiven auch mehr (BO. § 36[2]). Bei Zügen, deren führende Lokomotive mit dem Tender voranfährt, 45 km/st; bei nicht vorgemeldeten Hülfs- und Sonderzügen 30 km/st; bei geschobenen Zügen 25 km/st. In Krümmun-

gen (r in m) und Gefällen (s in ‰) darf die Geschwindigkeit V in km/st höchstens betragen:

r =	1300	1200	1100	1000	900	800	700	600	500	400	400	300	250	250	200	180
s =	3	3	3	5	5	7,5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25	25	25
V =	120	115	110	105	100	95	90	85	80	75	70	65	60	55	50	45.

Gröfste Geschwindigkeit auf **Nebenbahnen** nach B.O. § 66 im allgemeinen 30 km, jedoch auf vollspurigen Bahnen für Personenzüge mit durchgehender Bremse auf eigenem Bahnkörper 40 km und mit Genehmigung der Landes-Aufsichtsbehörde 50 km; bei geschobenen Zügen, wenn alle Wegeübergänge mit Schranken versehen sind, 25, sonst nur 15 km/st. Ferner in Krümmungen und Neigungen:

r =	200	180	150	150	120	100
s =	25	25	30	35	40	40
V =	50	45	40	35	30	25

Bei gleichzeitiger Krümmung und Neigung ist bei Haupt- und Nebenbahnen die kleinere der beiden Geschwindigkeiten mafsgebend.

II. Form des Entwurfes.

1. Die Ergebnisse der **allgemeinen Vorarbeiten** sind in folgender Form zusammenzustellen:

a) **Uebersichtskarte** (Generalstabskarte in 1 : 100 000) mit zinnoberrot eingetragener Bahnlinie, in km geteilt. Das Verkehrsgebiet der neuen Bahn (ein Streifen von etwa 5 km Breite jederseits der Bahnachse) ist zu kennzeichnen.

b) **Lage- und Höhenpläne.** Sofern Mefstischblätter 1 : 25 000 nicht ausreichen, Mafsstab 1 : 10 000 für die Längen, bei schwierigen Verhältnissen auch gröfser; Höhenmafsstab 1 : 500 bis 1 : 250. Bei erheblich wechselnden Höhen Schichtenlinien erforderlich. Flurbezeichnungen nach den Vorschriften der Landesvermessung.

c) **Erläuterungsbericht** über Bahnführung im allgemeinen und im einzelnen, Mitbenutzung öffentlicher Wege, Berührung von Staatsforsten, Bergwerk- und militärischen Anlagen, Leistungsfähigkeit der Bahn, Grunderwerb, Bemerkungen zum Kostenüberschlage.

d) **Kostenüberschlag** nach den Titeln des „Normalbuchungsformulars“, jedoch unter tunlichster Beschränkung der Unterabteilungen und Abrundung der Bahnlänge auf zehntel km usw — Die Titel sind:*)

Tit. I. Grunderwerb und Nutzungsentschädigung.
Tit. II. Erd- und Böschungsarbeiten, Futtermauern usw., einschliefslich der der Wegeübergänge.
Tit. III. Einfriedigungen, ausschliefslich der der Stationen.
Tit. IV. Wegeübergange, Unter- und Ueberführungen von Wegen und Eisenbahnen.
Tit. V. Durchlässe und Brücken.
Tit. VI. Tunnel.
Tit. VII. Oberbau mit allen Nebensträngen und Ausweichungen
Tit. VIII. Signale nebst dazugehörigen Buden und Wärterwohnungen
Tit. IX. Bahnhöfe und Haltepunkte nebst allem Zubehör an Gebäuden, ausschliefslich Werkstattanlagen.
Tit. X. Werkstattanlagen.
Tit. XI. Aufserordentliche Anlagen, als Flufsverlegungen, Durchführung durch Festungswerke usw.
Tit. XII. Betriebsmittel.
Tit. XIII. Verwaltungskosten.

*) Diese Titel-Einteilung, aufgestellt vom V. D. E V., ist für alle dem R. E. A. unterstellten Bahnen Deutschlands mafsgebend.

Tit. XIV. Insgemein.
Tit. XV. Etwaige Ausfälle beim Betriebe auf Kosten des Baufonds.
Tit. XVI. Zinsen während der Bauzeit.
Tit. XVII. Kursverluste.
Tit. XVIII. Erste Dotierung der Reserve- usw. Fonds.

Bemerkung. Tit. XV bis XVIII fallen bei Staatsverwaltungen weg.

e) **Denkschrift** (bei Staatsbahnen zur Vorlage an die gesetzgebenden Körperschaften) über Zweck, Länge und Linienführung der Bahn, wirtschaftliche und Verkehrsverhältnisse, Verhältnisse des Grunderwerbes, Baukosten, Leistung der Beteiligten, Staats- oder sonstige Zuschüsse.

f) **Ertragsberechnung**, Ermittlung der zu erwartenden Einnahmen und Ausgaben an Hand eines aufzustellenden Betriebsplanes.

2. Die Ergebnisse der **ausführlichen Vorarbeiten** sollen umfassen:

a) Lage- und Höhenplan $\geq$ 1 : 2500, besser 1 : 1000, namentlich bei unregelmäfsigem oder stark bebautem Gelände; Höhen 1 : 250; mit fortlaufender Kilometerteilung und mit Stationen von 100 m;

b) Entwürfe zu den Stütz- und Futtermauern, Wegeübergängen, Brücken, Tunneln und sonstigen aufserordentlichen Bauwerken (1 : 100);

c) Entwürfe der Bahnhofsanlagen in 1 : 1000;

d) einen ausführlichen Erläuterungsbericht;

e) einen ausführlichen Kostenanschlag, geordnet nach Titeln wie unter 1 d, jedoch mit weiterer Einteilung in Positionen und Unterpositionen.

c. Ausführung der technischen Vorarbeiten.

I. Reihenfolge der Arbeiten.

1. Allgemeine Vorarbeiten.

1. **Feststellung der Bedingungen für die Linienführung**: Gleiszahl, Spurweite und Normalprofil; mafsgebende Steigungs- und Krümmungsverhältnisse; gröfster Raddruck; Zuggewicht, Geschwindigkeit.

2. **Allgemeine Darstellung des Geländes** nach Lage und Höhe. Es genügen vorhandene Karten möglichst mit Schichtenlinien (z. B. Mefstischblätter 1 : 25 000).

3. **Aufstellen des Entwurfes auf dem Papiere.** Aufsuchen der Linie in den Schichtenplänen, Auftragen des Längenschnittes und Einzeichnen der Bahnhöhenlinie nebst Darstellung der Krümmungen darunter, Ermittlung und Verteilung der Erdmassen unter Rücksichtnahme auf gröfsere Bauwerke und etwa dadurch gebildete sowie natürliche Scheiden für die Erdförderung. Diese Arbeiten zunächst ganz überschläglich für die in Frage kommenden Möglichkeiten. Danach Auswahl einer bestimmten Linie und nun erst eingehendere Wiederholung derselben Arbeit zur genaueren Feststellung der Richtungs- und Höhenlinie. Vorläufige Feststellung der Bauwerke nach Lage usw. — Sodann die überschlägliche Kostenberechnung usw.

4. **Herstellen der vorschriftsmäfsigen Vorlagen** (S. 726).

2. Ausführliche Vorarbeiten.

1. **Eingehende Darstellung** des Geländes durch genaue örtliche Aufnahmen (Arbeitspläne) von einem der Bahnlinie sich möglichst anschmie-

genden Polygonzuge aus oder mit Hülfe eines Dreiecknetzes.*) Verzeichnen der Bodenbeschaffenheit nach Schürf- und Bohrlöchern.

2. **Aufstellung des Bauentwurfes für die Ausführung.** Genaue Feststellung der Linie. Uebertragung auf das Gelände mit Ausstecken der Bogen. Dabei Sicherung der Festpunkte, d. s. Bogenanfang, -mitte und -ende und Richtpunkte in etwa 300 m Entfernung in längeren Geraden, durch aufserhalb des künftigen Bahnkörpers zu setzende Sicherheitspfähle Längenteilung der Linie, Aufnahme des Längenschnittes und zahlreicher Querschnitte. Ausarbeitung des Entwurfes in Bahnkörper, Bahnhöfen, Bauwerken, Wegeübergängen, Entwässerung usw. Verzeichnis aller Neuanlagen und Veränderungen an Wegen, Wasserläufen usw. mit Erläuterungen.

3. **Herstellung der vorschriftsmäfsigen Vorlagen** (hierzu Abzeichnungen der Arbeitspläne verwenden; die genauen Urzeichnungen bleiben für die weiteren Entwurfsarbeiten bei der bearbeitenden Stelle).

4. **Aufstellung des allgemeinen Bauplanes** (bildlich).

5. **Vorarbeiten zum Grunderwerbe** (beginnen sofort nach Uebertragung der endgültigen Linie auf das Gelände).

6. Gleichzeitig mit den anderen Arbeiten: Ermittlung aller Wasserverhältnisse (Vorflut, Durchflufsweiten, Hochwasserstände usw.); der geologischen Verhältnisse für Tunnelanlagen, tiefe Einschnitte, Beschaffung der Baustoffe für Kunstbauten, der Bahnbettung usf., Bodenuntersuchungen (wegen der Böschungsverhältnisse, Massenverteilung, Gewinnungspreise, Gründungen), Erkundigung über Preisverhältnisse, Bezugsquellen usw.

II. Arbeitsarten der Ausführung.

α. Geometrische Vorarbeiten.

Abschn. Vermessungskunde S. 2 bis 4 und S. 29 bis 48.

β. Entwurfsarbeiten.**)

1. Flächen- und Massenermittlung.

1. **Bestimmung der Querschnittinhalte** bei ausführlichen Vorarbeiten und auch sonst bei unregelmäfsiger Bodenquerlinie aus der Zeichnung durch Rechnung, Planimeter oder Flächenverwandlung, letztere u. Umst. bis zur Ablesung des Inhaltes als Länge (Abb. 6 u. 7) folgendermafsen:

Abb. 6.

1) b nach $b_1 \parallel ca$,
2) c nach $c_1 \parallel b_1 d$,
3) e nach $e_1 \parallel b_1 f$,

dann ist

$$\triangle\, b_1 c_1 e_1 = abcdfe.$$

*) Ueber das Betreten fremden Eigentums usw. in Preufsen E Gz. § 5.
**) Näheres s. auch Göring, Massenermittlung, Berlin 1907, A. Seydel und H. d. I.-W. T. I, Bd. 1, Vorarbeiten.

Macht man nun $h = 2 \cdot 1$ und $b_1 b_2 \parallel e_1 c_1$,
dann ist $g = c_1 b_2 = \triangle\, b_1 c_1 e_1$ = Fläche *abcdfe*.

Abb. 7.

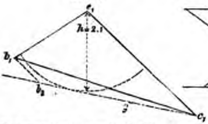
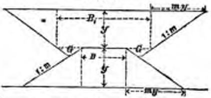


Abb. 8.



Bei allgemeinen Vorarbeiten und ziemlich geradliniger Bodenquerlinie durch **Tafeln** oder durch gezeichnete **Profilmafsstäbe** in folgender Weise:

Ist die Querlinie ganz oder nahezu wagerecht, so hat der Inhalt die Form (Abb. 8)

$F = By + my^2$ für Auftrag, $F = B_1 y + 2\,G + my^2$ für Abtrag, worin G der Querschnittinhalt eines Einschnittgrabens ist.

Diese Formeln können (durch Differenzenbildung) in Tafeln oder durch Zeichnung mittels einer Parabel und einer geraden Linie in Gestalt eines Profilmafsstabes dargestellt werden, mit Höhen gleich denen des Längenschnittes, dessen Längen in irgend einem Mafsstabe den Flächeninhalt der Querlinien angeben, z. B. 1 mm = 1, 2, 3 oder 4 qm (Abb. 9.).

Abb. 9.
Mafsstab der Längen: 1 mm = 1 bis 4 qm.

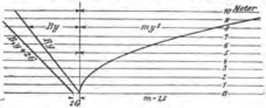
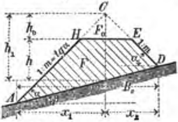


Abb. 10.



Bei geneigter, aber gerader Querlinie (auch bei allgemeinen Vorarbeiten zu berücksichtigen, wenn die Querneigung $n = \operatorname{tg}\beta > {}^1/_9$) ergibt sich der Inhalt (Abb. 10) zu $F = F_1 - F_0$ für Auftrag, $F = F_1 - F_0 + 2\,G$ für Abtrag, worin

$$F_1 = \triangle\, ADC = \frac{m}{1 - m^2 n^2}\, h_1^2 = k h_1^2,$$

$$F_0 = \triangle\, HFC = \begin{cases} \dfrac{B^2}{4\,m} & \text{und} \quad h_0 = \dfrac{B}{2\,m} \quad \text{für Auftrag,} \\ \dfrac{B_1^2}{4\,m} & \text{und} \quad h_0 = \dfrac{B_1}{2\,m} \quad \text{für Abtrag;} \end{cases}$$

$m = \operatorname{ctg}\alpha$, in der Regel $= 1{,}5$ (S. 734); $h_1 = h + h_0$; $n = \operatorname{tg}\beta$.

Digitized by Google

Die Gesamtbreite des Bahnkörpers ohne etwaige Gräben am Auftrage, aber einschl. der Einschnittgräben beim Abtrage ist

$$B_0 = \frac{2\,m}{1 - m^2 n^2}\,h_1 = 2\,k\,h_1.\text{*)}$$

Abb. 11.

Die Formel $F_1 = k h_1^2$ für ein bestimmtes m und verschiedene n kann durch Tafeln oder Parabeln (Abb. 11) dargestellt werden; auch kann man statt der Parabeln gerade Linien benutzen, wenn man die Höhen nach quadratischer Teilung aufträgt. Das Abgreifen auf letzterer wird vermieden durch eine einzige Parabel $y^2 = x$, wobei der Mafsstab für y gleich dem Höhenmafsstabe des Längenschnittes u. zw. etwa 5- bis 10mal gröfser als der für x zu

Abb. 12.

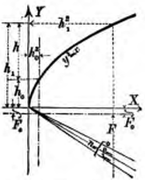
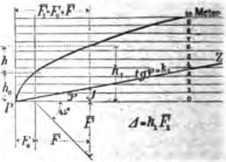


Abb. 13.



nehmen ist (Abb. 12). Der Zusatz von h_0 und der Abzug von F_0 erledigen sich in der Zeichnung. Die Verschiedenheit von F_0 und h_0 für Auf- und Abtrag ist hierbei zu beachten.

Für Profile ohne Querneigung ist $n = 0$, und es wird

$$x = \overline{F_1} = F_0 + \overline{F} = m\,h_1^2.$$

Vernachlässigung der Querneigung ergibt Minderbetrag um

$$F_1 - \overline{F_1} = \Delta = \frac{m^2 n^2}{1 - m^2 n^2}\,\overline{F_1} = k_1\,\overline{F_1},\ \text{wobei}\ k_1 = \frac{m^2 n^2}{1 - m^2 n^2}.$$

Hieraus folgt ein zweites Verfahren zur **Berücksichtigung der Querneigung**: man greift für jedes zunächst ohne Querneigung (in einem Profilmafsstab nach Abb. 11 für $n = 0$) bestimmte $\overline{F}$ den Zusatz Δ als Ordinate einer von P aus unter $\operatorname{tg}\varphi = k_1$ geneigten Geraden PZ ab (Abb. 13). Eine zweite unter 45° nach unten geneigte Gerade ermöglicht ein einfaches Abgreifen des berichtigten $F = \overline{F} + \Delta$ **)

*) Diese Formel dient auch zur überschläglichen Ermittlung des Grunderwerbes, z. B. durch Auftragen der Breiten B_0 auf den Ordinaten des Längenschnittes.
**) Tafel mit Werten k_1 für verschiedene Annahmen m und n s. Goering, Massenermittlung.

Digitized by Google

2. **Bestimmung der Raummasse.** Ueblichstes Verfahren durch Summenbildung von Prismen von der Länge l, deren jedes aus der mittleren Querschnittfläche $^1/_2\,(F_1 + F_2)$ berechnet wird (Abb. 14):

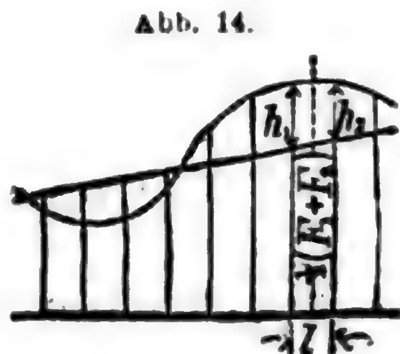
$$V = {}^1/_2\,(F_1 + F_2)\,l.$$

Dieses Verfahren ergibt (unter Voraussetzung ebener Erdoberfläche zwischen den benachbarten Querschnitten) etwas zu viel, nämlich (als absoluten Fehler)

$$^1/_6\, m l z^2, \quad \text{worin } z = h_1 - h_2.$$

Der Fehler wächst also mit dem Quadrate des Höhenunterschiedes der Nachbarquerschnitte. Demnach sind bei raschem Wechsel der Höhen die Schnitte näherzulegen.

Abb. 14.



Bequemeres Verfahren durch Bildung des Flächenprofils ohne Rechnung s. u. — Ueberschlägliche Massenermittlung aus dem Längenschnitte mit dem Momentenplanimeter (unter Annahme wagerechter Bodenquerlinie).

2. Massenverteilung.

a) Durch Rechnung.

Nur durch Proberechnungen möglich, für die vorteilhaft das Muster (S. 732) verwendet wird.

b) Massenermittlung und -verteilung durch Zeichnung.

Zeichnerische Ermittlung des **Flächen-** und des **Massenprofils** erleichtert die Massenverteilung unter Berücksichtigung der Förderarten sowie die Kostenberechnung.

Die Inhalte der Querschnitte werden als Längen (z. B. 1 mm = 2 qm) auf den (dem Längenschnitt entsprechenden) Ordinaten von der Neigungslinie (Gradiente) nach oben und unten (Ab- und Auftrag) aufgezeichnet, die Auftragsordinaten im Verhältnisse der Auflockerung verkleinert. Sodann sind die Flächeninhalte des so entstandenen **Flächenprofils** die Massen. Sie werden ermittelt entweder mit dem Planimeter oder durch Summenbildung, indem man die Flächen in Trapeze von gleicher Breite (z. B. von einer Station) einteilt und deren mittlere Höhen an den Anfangs- oder Endordinaten der Dämme und Einschnitte senkrecht übereinander aufträgt. Hierbei wird in der Regel eine Verkleinerung, z. B. auf die Hälfte erforderlich. Die senkrechten Längen, am Mafsstabe abgelesen, stellen die Massen dar. Die Teilpunkte der letztbezeichneten Senkrechten, auf die zugehörigen Ordinaten wagerecht projiziert, ergeben ohne jede Rechnung das **Massenprofil.**

Massenverteilung alsdann durch Benutzung des Massenprofils auf zeichnerischem Wege. Benutzt man dabei gezeichnete Förderpreistafeln, so können zugleich die verschiedenen Förderarten berücksichtigt werden.

γ. Aufstellung des Bauplanes.

Der Bauplan (am besten zeichnerisch) mufs veranschaulichen:

1. Zeiteinteilung nach Jahren und Monaten.
2. Bedarf während dieser Zeitabschnitte an Baustoffen, Arbeitskräften, Geräten und Geldmitteln.

Linke Seite (Massenberechnung).

Pos.	Station	Länge	Abtrag				Auftrag				Verwendung		
			Halbes Profil	Mittleres Profil	Masse	Gräben am Damme	Halbes Profil	Mittleres Profil	Masse		Innerhalb der Position	Aufserhalb der Position	
									gerechnete	reduzierte		zu viel	zu wenig
		m	qm	qm	cbm	cbm	qm	qm	cbm	cbm	cbm	cbm	cbm
1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.	12.	13.	14.

Rechte Seite (Massenverteilung und Kostenberechnung).

Pos.	Gewinnung — Gegenstand und Ort	Bodenklasse Nr.	Verwendung — Gegenstand und Ort	Förderart Nr.	Massengröfse		Förderung			Förderpreis f. 1 cbm			Förderkosten				Gewinnungspreis f. 1 cbm	Gewinnungskosten		Gesamtkosten der Erdarbeiten	
					Längs-Förderung	Quer-Förderung	Entfernung der Schwerp.	Hebung	Neigung ‰	Wagerecht	Hebungszuschlag	Zusammen	im einzelnen		im ganzen						
					cbm	cbm	m	m		Pf	Pf	Pf	M	Pf	M	Pf	Pf	M	Pf	M	Pf
15.	16.	17.	18.	19.	20.	21.	22.	23.	24.	25.	26.	27.	28.		29.		30.	31.		32.	
Z. B.:					Σ(13.)	Σ(12.)															
	Seitenentn. bei Stat.	b.	Rampe bei Stat.	III.	1500	—	400	4	10	46	9	55	825	—	—	—	20	300	—	1125	—

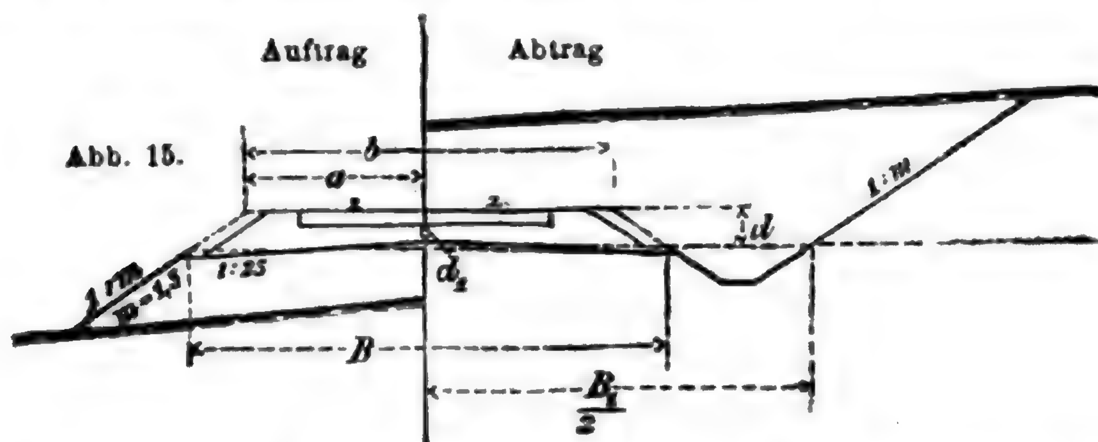
2. Streckenbau.

a. Unterbau.

I. Bahnkörper.

1. Planum und Bahnkrone.

1. **Planum** (Oberfläche des Unterbaukörpers und Sohle der Bettung). Rechnungsmäfsige (wagerechte) Breite $B = b + 2\,m\,d$, wenn $b = 2a$ die Kronenbreite und d die mittlere Höhe des Bettungskörpers zwischen Planum und Schienenunterkante (Abb. 15) bedeutet.



2. **Kronenbreite** ist die (gedachte) Breite b in Höhe der Schienenunterkante bis zum Durchschnitte mit den verlängerten anderthalbfachen Böschungen des Erdkörpers. Dafür gelten folgende Vorschriften:

Abstand a der Kronenkante von der nächsten Gleismitte bei Hauptbahnen mindestens 2 m (B O. § 8; T V. § 32); bei Nebenbahnen $a \geqq 1{,}75$ m (T V. § 32); bei vollspurigen Lokalbahnen $a \geqq 1{,}5$ m; bei Schmalspur a mindestens gleich der Spurweite (Grz. § 25). — Auf hohen Dämmen und auf der äufseren Seite scharfer Krümmungen ist a zu vergröfsern (TV. § 32; Grz. § 25).

3. **Bettungshöhe** d_1 unter den Schienenunterlagen bei Hauptbahnen $\geqq 200$ mm, bei Nebenbahnen $d_1 \geqq 150$ mm (TV. § 3); reichlicheres Mafs — 300 und 200 mm — wird empfohlen. Bei vollspurigen Lokalbahnen $d_1 \geqq 130$ mm; bei Schmalspur $d_1 \geqq 100$ mm; bei Zahnstangenstrecken $d_1 \geqq 200$ mm (Grz. § 3).

Demnach mittlere Bettungshöhe d unter Bahnkrone bei Hauptbahnen mit 160 mm hohen Holzschwellen etwa 400 (500) mm und mit 75 bis 80 mm hohen eisernen Querschwellen etwa 330 (430) mm.

4. **Bettungsbreite** soll die Querschwellen um etwa je 0,3 m überragen.

5. **Planumbreite** B ergibt sich für eingleisige Hauptbahnen in der Geraden zu $4{,}0 + 2 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}4 = 5{,}2$ m, neuerdings $4{,}0 + 2 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}5 = 5{,}5$ m. Für zweigleisige kommt der Gleisabstand (S. 723) hinzu, so dafs sich hierfür auf der freien Strecke bei 3,5 m Gleisabstand $B = 8{,}7$ oder 9,0 m ergibt. Für Nebenbahnen 4,5 bis 4,8 m.

An der Aufsenseite von Krümmungen ist das Planum um das 1,5fache der Ueberhöhung zu verbreitern.

2. Trockene Lage und Entwässerung des Bahnkörpers.

1. Hauptregel: Höhenlage der **Bahnkrone** gegen Grundwasser so, dafs dessen höchster Stand nicht vom Eindringen des Frostes erreicht werden kann. Danach die Dammhöhe und die Tiefe der Gräben einzurichten. Bei Wellenschlag und Eisgang jedenfalls Bahnkrone über dessen gröfster Höhe. B O. § 8 und T V. § 33 verlangen nur, dafs die Bahnkrone, aufser bei Bahnstrecken in eingedeichtem Lande, bei Hauptbahnen $\geq$ 0,6 m über dem höchsten Hochwasser liegen soll. Erwünscht Planum $\geq$ 0,6 m über H.W. — Bei Nebenbahnen Bahnkrone in der Regel über dem bekannten höchsten Wasserstande, bei Lokalbahnen nur über öfters wiederkehrendem Hochwasser (T V. § 33; Gz. f. L. § 26).

Der Bettungskörper soll nicht mit undurchlässiger Erde (Rasen usw.) bedeckt oder eingefafst sein.

Das Planum erhält eine Abdachung von etwa 1 : 25, im allgemeinen von Bahnmitte nach beiden Planumkanten abfallend. Einseitige, von einer Planumkante zur anderen durchgehende Abdachung, u. Umst. in scharfen Krümmungen entsprechend der Ueberhöhung (S. 741), namentlich bei eingleisigen Bahnen. Bei eingleisigen Bahnen (Hauptb.), bei denen späterer zweigleisiger Ausbau zu erwarten ist, gewöhnlich auch in Geraden einseitige Abdachung.

2. **Grabentiefe im Einschnitte** $\geq$ 0,4 bis 0,6 m unter Planum; bei trockener Lage genügt 0,3 m; **Gefälle** im allgemeinen dem Längsgefälle des Planums folgend, mindestens 1 : 600, besser $\geq$ 1 : 300.

Sohlenbreite der Gräben 0,4 bis 0,6 m; in trockener Lage und bei Nebenb. genügt 0,3 m. Gröfsere Breite bei starkem Wasserzuflusse.

Gräben am Dammfufse sind auf der Talseite entbehrlich, sofern sie nicht zur Fortleitung einer aus dem Einschnitte kommenden Wassermenge erforderlich werden, um Ueberspülung und Beschädigung des Nachbargeländes zu vermeiden. Gefälle $\geq$ 1 : 600.

Böschungen der Gräben in der Regel 1 : 1,5; bei Pflasterung oder Steinpackung 1 : 1 bis 1 : 0,5. Bei Gefälle über 1 : 100 ist aufser bei felsigem Untergrund besondere Befestigung der Grabenböschungen und der Sohle erforderlich durch Pflasterung usw.

Grabenberme bei Einschnitt in Höhe des Planums, am Dammfufs in Geländehöhe, von 0,5 bis 1 m Breite, nur bei beweglichen Böschungen und schlammführenden Gräben, um Platz zum Ausschlämmen zu gewinnen. Bei hoher Einschnittböschung an der Bergseite ein „Fanggraben" zum Auffangen des von dem bergseitig angrenzenden Gelände zufliefsenden Wassers und Ableiten nach bestimmten Abflufsrinnen. — Jenseits der Einschnittkante und des Dammfufses oder des Grabens folgt ein **Schutzstreifen** von 0,5 m bis 1 m Breite bis zur Eigentumsgrenze (S. 769).

Bei schlechtem oder nassem Untergrunde zwischen Planum und Bettungunterkante Zwischenlage von Sand oder Kies, u. Umst. im Planum Sickerschlitze.

3. Böschungen.

1. **Böschungsverhältnis** meist 1 : 1,5; im Auftrage nur bei voller Steinschüttung und Steinsatz steiler, bis 1 : 1,25 oder 1 : 1; im Abtrage bei festen Erdarten steiler, bei günstiger Felsschichtung bis 1 : $^1/_8$.

2. **Befestigung der Böschungen** zum Schutze gegen Angriff des Wassers, Frostes, Windes usw. In der Regel Bekleiden mit Mutterboden oder Rasen. Bei mehr beweglichem Boden Flechtzäune und Pflanzungen dazwischen. Ferner Pflasterungen (erst nach Setzen des Bodens), Steinpackungen (von Hand gepackte und fest ineinander eingebettete nicht bearbeitete Steine mit Böschung 1 : 1) und -vorwürfe (unregelmäfsig eingeworfene Steine) am und im Wasser, unter Umständen auch Betonplatten und die im Wasserbau üblichen Befestigungsarten (9. Abschn.).

In besonderen Fällen **Mauern.** Bekleidungsmauern nur zum Schutze gegen Verwitterung. Futter- und Stützmauern zur Aufnahme des Erddruckes vom gewachsenen und vom aufgeschütteten Boden, wo wegen örtlicher Verhältnisse oder hoher Grunderwerbkosten Herstellung üblicher Böschungen nicht zweckmäfsig.

Volle Mörtelmauern aus Bruchstein, Ziegeln, Beton oder Eisenbeton. Trockenmauern nur aus natürlichen Steinen. Stets ist das Wasser hinter der Mauer abzuleiten bei Beton- und Mörtelmauern durch Sickerschlitze in der Mauer, in Verbindung damit Kies, Steinbrocken, auch Abflufsrohre oder Sickerkanäle hinter der Mauer.

3. **Wasserführende Schichten** in Einschnitten müssen, wenn sie auf der Einschnittböschung zutage treten oder in nicht zu grofser Tiefe unterhalb der Einschnittsohle liegen, durch Sickergräben oder Saugrohre in reichlicher Entfernung vom Einschnittrande trockengelegt werden, um Rutschungen zu vermeiden. Anlagen dieser Entwässerungsadern nötigenfalls bergmännisch (Stollen mit Steinen gefüllt). — Ebenso auch bei Dammschüttung, wenn wasserführende Schichten nahe unter der Oberfläche, also Bewegung infolge der Aufschüttung zu befürchten steht.

Hauptregel: Allen Bewegungen der Erdmassen ist vorzubeugen durch Entwässerung vor Beginn der Herstellung des Bahnkörpers.

II. Ausführung der Erdarbeiten.

1. Erdgewinnung.*)

1. **Bodenarten und Gewinnungspreise.** Gewinnung beim Streckenbau meist durch Handarbeit. Hierbei Einteilung der Bodenarten nach den zum Lösen benutzten Geräten in verschiedene Klassen, z. B. gemäfs Tafel S. 736, die auch die Kosten auf Grund eines Stundenlohnes von etwa 30 Pf angibt.

Bei ausgedehnten Einschnitten und Seitenentnahmen Lösen und Laden durch Maschinen, u. zw. Eimerkettenbagger (gleichmäfsiger, nicht zu fester Boden, etwa Klasse I bis III der Tafel) und Löffelbagger (auch schwerer Boden, selbst Fels, wobei Sprengungen die Wirksamkeit der Schaufel unterstützen). Bis zu 2500 cbm in 10 Arbeitsstunden. Kosten wegen der Nebenleistungen, Beschaffung der Heizstoffe usw. sehr verschieden (II. Bd. Fördermittel, III. Bd. Baumaschinen).

2. **Auflockerung des Bodens** und demnach gröfsere Zahl der Ladungen auf 1 cbm zu berücksichtigen, etwa nach folgenden Sätzen.

*) H. d. I.-W., T. 1, Bd. 2, Kap. 1, 2, Esselborn, Tiefbau.

Erdgewinnung.

Klasse	Bodenart	Lösegerät	Arbeitstunden f. 1 cbm	Kosten in Pf. f. 1 cbm			
				Für Arbeit[1])	Für Geräte	Für Sprengmittel	Im ganzen[2])
I	Gewöhnlicher Stichboden (trockener Sand, loser Kies usw.).	Schaufel und Spaten.	0,5—0,9	15—30	.	.	20—40
II	Schwerer Stichboden (Gartenerde, Klei, sandiger Lehm, leichter Ton usw.).	Dsgl. (bes. schles. Schaufel) nebst Holz- oder Eisenkeilen und Schlägel.	1,0—1,5	30—40	2—5	.	45—55
III	Hackboden (schwerer Lehm und Ton, grober Kies, steindurchsetzter Boden, Gerölle).	Breithacke nebst Keil und Schlägel.	1,5—2,3	45—70	5	.	55—80
IV	Brech- oder Trümmergestein (festes Gerölle, weichere Sandsteine, Schiefer, zerklüfteter Kalkstein).	Spitzhacke, Kreuzhacke, Keilhacke, Brechstange (u. Umst. auch Minensprengung).	2,3—4,5	70—140	5—10	.	85—155
V	Leicht schiefsbares Gestein (festere Schiefer; Kalk- und Kreidegesteine, festere Sandsteine) (auch „milder Fels" genannt).	Bohrung mit Sprengmitteln und Brecheisen.	4,5—6	130—180	10—15	10—30	160—210
VI	Schwer schiefsbares Gestein (Granit, Gneis, Syenit, Porphyr, Melaphyr, feste Grauwacke usw.).	Dsgl. nebst Keil und Hammer; u. Umst. Bohrmaschinen.	6—10	160—260 (15—40)[3])	15—20	30—50	210—330 (bis 380)[3])

[1]) Bei höherem Stundenlohn als 30 Pf entsprechend erhöhen. Laden durch einfachen Wurf in niedrige Fördergefäfse einbegriffen. Für Laden in hohe Gefäfse Zulage, ebenso für Gewinnung unter Wasser.

[2]) Unter Hinzurechnung des Unternehmergewinnes und der allgemeinen Geschäftskosten.

[3]) Zuschlag bei sehr hartem Gestein für Zerkleinerung der abgeschossenen Massen.

Zu I. bis III.: Wasserhaltigkeit des Bodens erhöht die Kosten bei leichten Bodenarten um 15 bis 30 Pf f. 1 cbm.

Zu IV.: U. Umst. noch eine Klasse als „IV b. Fels ohne Sprengarbeit" mit 100 bis 160 Pf.

Bodenart	Auflockerung in %	
	anfangs	bleibend
Sand und Kies	10 bis 15	1 bis $1^1/_2$
Lehm u. dgl.	20 „ 25	2 „ 4
Keuper, Mergel u. dgl.	25 „ 30	4 „ 5
Fester Ton	30 „ 35	6 „ 7
Felsen	35 „ 40	8 „ 15

3. Sprengarbeit. Herstellung der Bohrlöcher von Hand (Schlag- oder Stofsbohrer) oder durch Maschinen (Stofs- oder Drehbohrmaschine). Lochdurchmesser d zunehmend mit der Bohrlochtiefe t. Ladungsgröfse etwa proportional t^3. Uebliche Werte von t und d:

t = 30 bis 50 cm;	d = 30 mm für Pulver,	d = 23 mm für Dynamit.
50 „ 80 „	40 „ „ „	30 „ „ „
80 „ 120 „	55 „ „ „	40 „ „ „

2. Erdförderung.

Uebliche Förderarten:

I. Schubkarren auf hölzernen oder eisernen Karrfahrten (Dielen).
II. Handkippkarren (2 rädrig) dsgl.
III. Pferdekippkarren (2 rädrig) dsgl. auf Bohlen mit Spurleisten. (Zu II. und III. Spurweite 1,2 bis 1,4 m.)
IV. Rollbahn oder Dienstbahn (Spurweite von 0,6 m bis 1 m, selten darüber); jetzt weitaus am meisten in Frage kommende Förderart; 4 rädrige Wagen, u. zw.:
   a) Betrieb mit Menschen.
   b) „ „ Pferden.
   c) mit kleinen Lokomotiven von 20 bis 120 PS.

Diese Förderarten (I. bis IVc.) liegen der Tafel über Erdförderung auf S. 738 u. 739 zugrunde.

Die Förderung mit der Schaufel durch „einfachen Wurf" (bis 5 m weit oder 1,5 bis 2 m hoch) ist im Gewinnungspreis enthalten; mit „doppeltem Wurf" (nur für kleine Mengen) besonders zu vergüten.

Unter besonderen Verhältnissen Förderung mit mechanischen Vorrichtungen (II. Bd. Abschn. Fördermittel und Drahtseilbahnen).

Erläuterungen zur Tafel S. 738 u. 739.

1. Wahl der Förderart. Beginn jeder Erdarbeit zur Herstellung der Förderfahrt mit einfachem Wurfe oder mit Schubkarren; daran schliefst sich bald die für die ganze übrige Masse beabsichtigte Förderart meist ohne Zwischenstufe. Deshalb ist bei der Massenverteilung für jede Arbeitstelle eine bestimmte Förderart vorauszusetzen und dieser entsprechend der Förderungspreis anzurechnen. Die Entscheidung darüber gibt Spalte 8 der Tafel, indem bei einer versuchten Verteilungsart die ungefähren Massengröfsen und mittleren Förderweiten überschlagen werden. Beide findet man unmittelbar in Gestalt von senk- und wagerechten Längen im Massenprofil (S. 731). — Die Hebungen, zunächst nur geschätzt für die etwaigen Schwerpunktwege, sind bei Längenförderung zu messen zwischen den Schnitten der Schwerlinien mit dem Planum und ergeben sich dann aus dem Längenschnitt oder Flächenprofil. Bei der Querförderung sind die Querschnitte zur Ermittlung der Schwerpunkte und deren Höhenunterschiede zu benutzen.

Die Förderung kleiner Massen auf grofse Entfernungen wird teurer, als die Formeln angeben, und ist durch Ablagerung oder Seitenentnahme zu ersetzen.

Erd-

Spalte	Bezeichnungen	I. Schubkarren	II. Handkippkarren
1	a) Ladungszahl für 1 cbm gewachsenen Boden	15 (16)	3 (3,5)
	b) Dsgl. für gewachsenen Fels i. M. .	17—18	3,5—4
2	a) Zahl der Gefäße und Arbeitskräfte in einem Zuge	15—20 Karren mit ebensoviel Mann.	Jede Karre einzeln mit 2 Mann.
	b) Dsgl. bei Steigungsförderung . . .	Dsgl.	Jede Karre mit 3 Mann
3	a) Förderweite in m	10—300; unter 25 m wird 25 m gerechnet.	80—600
	b) Zweckmäßige Grenzen in der Regel	$\gtrless$ 80—100	$\gtrless$ 300
4	a) Größtes noch mögliches Steigungsverhältnis s_{max}	$^1/_{10}$ (— $^1/_7$)	$^1/_{17}$
	b) Größtes Gefälle ohne Verteuerung $s_0 = \frac{1}{n_0}$	$^1/_{13}$	$^1/_{17}$
5	a) Zweckmäßigste Förderlänge für 1 m Hebung $n_1 = \frac{1}{s_1}$	18	20
	b) Zweckmäßigste Förderlänge für 1 m Fall $n_2 = \frac{1}{s_2}$	25	35
6	a) Längenzuschlag für 1 m Hebung $\frac{\Delta}{h} = a + bs$ (in m)	$a = \begin{cases} 13 \text{ für Hebung} \\ 9 \text{ „ Fall} \end{cases}$	20
	b) Längenzuschlag für 1 m Fall $\frac{\Delta}{h} = -a + bs$ (in m)	$b = \begin{cases} 325 \text{ für Hebung} \\ 106 \text{ „ Fall} \end{cases}$	350
		Bemerkung. Negative Zuschläge, d. h.	
7	a) Widerstandszahl = Bremsgefälle w	$^1/_{20}$—$^1/_{15}$	$^1/_{25}$—$^1/_{20}$
	b) Zweckmäßiges Ladungsgewicht auf wagerechter Bahn Q_0 kg rd. . . .	84 (Schlesische Karre)	540
	c) Mittlere Geschwindigkeit der Hin- und Rückfahrt in m/min	50—60	50—75
8	Förderpreise in Pf/cbm (einschl. Entschädigung für Vorhalten der Fördergefäße und der Karrbahnen und Gleise) für leichten, trocknen Boden*)		
	Wagerechte Förderung in Pf k =	$6 + 22\,t$	$14 + 9{,}2\,t$
	jedoch nicht unter Pf	12	16
9	a) Steigungszuschlag für h m Hebung auf vorgeschriebener Neigung s; h im Planum gemessen; s in Tausendstein — Pf z =	$3\,h + 0{,}07\,s$	$2\,h + 0{,}3\,s$
	b) Bei kurzer (Quer-) Förderung, wenn $l < \begin{Bmatrix} n_1 h_0 \\ n_0 h_0 \end{Bmatrix}$, jedoch Wahl der Neigung		
	1. Hebung des Schwerpkts. {Förderweite $l = n_1 h_0 =$ dazu s für h_0 auf s_1}	$18\,h_0$	$20\,h_0$
	Oder im ganzen redus. Förderlänge $l_0 = (a + 2\sqrt{b})\,h_0 =$	$50\,h_0$	$60\,h_0$
	2. Senkung des Schwerpunktes {$l = n_0 h_0 =$ ohne Zusatz} . .	$12\,h_0$	$17\,h_0$

*) Für mittlere und schwere Bodenarten steigen die Preise bis 25 %, für Fels bis 50 %, bei stark wasserhaltigem Boden um 12 bis 15 %.

förderung.

III.	IV a.	IV b.	IV c.
	Wagen auf Rollbahn		
Pferdekippkarren	mit Menschen	mit Pferden	mit Lokomotiven
2—2,25 2,5	Wageninhalt bei Schmalspur 0,5—2,5 cbm, in der Regel 1—1,25 cbm. Desgl. bei Vollspur 2,5—4,5 cbm.		
2—3 K. auf 1 Pf., auch 4—6 K. auf 2 Pf. Bis 1 K. auf 1 Pferd.	1 Wagen mit 1—2 Mann. 1 Wagen mit 2—3 Mann.	4—6 Wagen zu 1,5 cbm auf 1 Pferd. 3—1 W. auf 1 Pf., od. 1 W. zu $2^1/_4$—$1^1/_5$ cbm auf 1 Pf.	20—50 Wagen auf 1 Lokomotive. Entsprechend weniger.
300—1500 (Bei großer Masse ist stets IV. zweckmäßiger.) $\geqq 500$	80—1000 $M \geqq 10000$ cbm $\leqq 500$	300—2000 $M \geqq 20000$ cbm $\geqq 500$	Von 500 m an. $M > 50000$ cbm.
$^1/_{17}$	$^1/_{[illegible]}$—$^1/_{[illegible]}$	bis $^1/_{20}$	Abhängig vom Bau der Lokomotiven.
$^1/_{20}$	$^1/_{50}$—$^1/_{60}$	$^1/_{50}$—$^1/_{60}$	
25	60—80	60—80	
40	100—120	100—120	
25	80	71	
520	3870	3560	

Absüge, werden in der Regel nicht berechnet.

$^1/_{25}$—$^1/_{26}$	für IV im Mittel $^1/_{120}$, jedoch sehr abhängig von Güte der Bahn.		
700	1500	3100	—
66—75	60—75	70—75	300—400

t = Förderweite in Stationen zu 100 m; M = Fördermasse in cbm. K_a, K_b, K_c = Kosten von 100 m Rollbahn in Pfennigen, soweit sie für die betreffende Erdarbeit anzurechnen sind.

$26 + 5t$	$12 + \left(2{,}5 + \frac{K_a}{M}\right)t$	$17 + \left(1 + \frac{K_b}{M}\right)t$	$20 + \left(0{,}5 + \frac{K_c}{M}\right)t$
35	25	30	30
$h + 0{,}5\,s$	$2{,}5\,h + 0{,}25\,s$	$h + 0{,}6\,s$	$0{,}25\,h + 0{,}75\,s$

durch Umwege freisteht, ist zu rechnen (h_0 = Hebung des Schwerpunktes):

$25\,h_0$	$60\,h_0 - 80\,h_0$	$60\,h_0 - 80\,h_0$	Abhängig vom Bau der Lokomotiven
$70\,h_0$	$200\,h_0$	$200\,h_0$	
$20\,h_0$	$50\,h_0 - 60\,h_0$	$50\,h_0 - 60\,h_0$	

2. Berechnung der Förderkosten. Nach Feststellung der Verteilung und Wahl der Förderart für jede Arbeitsgröfse ergibt Spalte 8 die Förderpreise für wagerechte Bahn und Spalte 6 die Steigungszuschläge in Längen oder, besser, Spalte 9a die Steigungszuschläge in Pfennig, alles für die Schwerpunktwege (bei Längentransport auf das Planum projiziert) berechnet. — Spalte 9b ist zu beachten, sobald die gerade Schwerpunktentfernung kleiner ist als die der Förderart entsprechende zweckmäfsige Steigungslänge $n_1 h_0$ (oder $n_0 h_0$), jedoch die Verlängerung der Förderbahn durch Umwege freisteht, was bei Querförderung meistens der Fall ist.

Preistafeln an Stelle der Formeln zu bequemerer Benutzung. Für jede Förderart erhält man die Preistafel entweder durch fortschreitende Ausrechnung nach der betreffenden Formel der Spalte 8 oder durch Auftragen der Formel (z. B. auf Netzpapier) in Gestalt einer geraden Linie. Dazu genügt die Berechnung für zwei Punkte, z. B. $l = 0$ und $l = 2000$ m. Mafsstab der Längen gleich dem des Längenschnittes der Ordinaten z. B. 1 mm = 1 Pf. Die Schnittpunkte der Linien zeigen die Entfernungen, bei denen eine Förderart billiger wird als die andere.*)

Allgemeine Preistafeln ohne Berücksichtigung der Förderarten fast überall verschieden. Zu beachten, ob einschl. oder ausschl. Gerätekosten; im letzteren Falle dafür besondere Zulage von 10 bis 15 % der Förderkosten oder auch der Gewinnungskosten. Die Benutzung solcher allgemeinen Tafeln verursacht erhebliche Abweichungen vom wirklichen Vorgange und deshalb Unzuträglichkeiten bei der Ausführung, namentlich wenn für gröfsere Steigungen nur ein gleichbleibender Längenzuschlag gerechnet wird. Bei der zeichnerischen Behandlung ist das Verfahren mit Berücksichtigung der Förderarten und Steigungszuschläge nicht schwieriger als ohne solche.

3. Bezüglich der **weiteren Mafsregeln bei der Ausführung** enthalten die Spalten 1 bis 5 und 7 die erforderlichen Angaben.

b. Oberbau.

I. Lage des Gleises.

1. Lage der Schienen im Grundrisse.

Spurerweiterung in Krümmungen. Es bezeichne:

l den gröfsten festen Radstand in m,

ϱ den äufseren Halbmesser der Wagenräder (bis Spurkranzumfang) in m,

t die gröfste Höhe des Spurkranzes in m,

$l_1 = l + 2\sqrt{2\varrho t} = l + 2b$, wenn $\sqrt{2\varrho t} = b$ gesetzt wird,

R den Halbmesser der Krümmung in m,

s Verschiebbarkeit der Mittelachse bei dreiachsigen Fahrzeugen in m.

Dann ist unter Voraussetzung, dafs der Spielraum der geraden Linie ($\geqq$ 10 mm bei Hauptbahnen, BO § 31[5]) auch in der Krümmung noch bleiben soll, die mindestens erforderliche Spurerweiterung e in m

bei dreiachsigen Fahrzeugen**)	bei zweiachsigen Fahrzeugen
$e = \frac{l_1^2}{8R} - s,$	$e = \frac{lb}{R}.$

Setzt man z. B. $l = 7$; $2\varrho = 1{,}1$; $t = 0{,}035$; $s = 12$ mm, so entsteht die für Hauptbahnen geeignete Formel (R in m; e in mm):

$$e = 6820 : R - 12 \quad \text{oder} \quad \text{rund } 7000 : R - 12.$$

In Preufsen***) ist für Haupt- und Nebenbahnen vorgeschrieben be $R \gtreqless 900$ m:

*) Näheres A. Goering, Massenermittlung usw.

**) Die 4- und mehrachsigen Fahrzeuge haben 2- oder 3-achsige Drehgestelle von rd. 2,5 m Radstand, die für die Berechnung der Spurerweiterung nicht in Betracht kommen.

***) Vorschr. f. d. Herstellung, Unterhaltung und Erneuerung des Oberbaues, Anl 1 S. 29, im folgenden „Oberbauvorschr." genannt. Vgl. jedoch Kreuter im H. d. I.-W., Bd. 5, I, § 23. In Bayern (1903) $e = 8$ mm bei 900 m bis $e = 29$ mm bei 150 m, in Oesterreich bei 1500 m $e = 4$ mm, bei 1000 m $e = 8$ mm, bei 700 m $e = 12$ mm, bei 400 m $e = 24$ mm, bei 350 m $e = 28$ mm, bei 100 m $e = 30$ mm.

R bis	800	700	600	500	400	325	250	200	150	100 m
$e =$	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30 mm

Gröfste Spurerweiterung nach B O § 9: 30 mm bei Haupt-, 35 mm bei Nebenbahnen. Gröfste Verschiebbarkeit der Mittelachsen 40 mm nach B O § 31[5].

Bei Schmalspur sind folgende Formeln zu benutzen:

Spur 1 m; für $R = 80$ bis 250 m $e = 240 : \sqrt{R}$, jedoch $\overline{\gtrless}$ 25 mm
Spur 0,75 m; für $R = 50$ bis 150 m $e = 140 : \sqrt{R}$, jedoch $\overline{\gtrless}$ 20 mm
Spur 0,60 m; für $R = 30$ bis 100 m $e = 100 : \sqrt{R}$, jedoch $\overline{\gtrless}$ 18 mm.

Die Erweiterung wird meist durch Hinausrücken der inneren Schiene hergestellt und durch Abrundung auf einige Stufen beschränkt (Beispiel Tafel S. 753).

Den kleinsten möglichen Halbmesser für einen bestimmten Radstand und umgekehrt findet man, indem man die Formeln auf S. 740 nach R oder l auflöst und e_{max} einsetzt.

2. Höhenlage der Schienen.

Neigung der Schienen gegen die Lotrechte nach innen: üblich 1 : 20 bis 1 : 16. (T V. § 7.)

Oberflächen der Schienenköpfe in geraden Strecken gleich hoch. (B O § 10[1]; T V.* § 7; Grz. § 6.)

Ueberhöhung des äufseren Schienenstranges in **Krümmungen.** (Vgl. B O § 10[2]; T V.* § 7; Grz. § 6.)

Bezeichnet:

h die Ueberhöhung des äufseren Schienenstranges in m,
s die Entfernung von Mitte bis Mitte Schiene in m,
R den Krümmungshalbmesser in m,
V die gröfste Fahrgeschwindigkeit in km/st,

so ist zum Ausgleich der Fliehkraft erforderlich $h = s \cdot V^2 : 127\,R$ oder für $s =$ rd. 1500 mm $h_{mm} = \frac{11{,}8 \cdot V^2}{R}$. Meist wird eine sog. praktische Formel $h = c\,V : R = k : R$ gebraucht, wobei man für V den in der Krümmung zulässigen Grenzwert nimmt. Bei vielen Verwaltungen wird gegenwärtig $c = 0{,}5$ bis $0{,}7$ gesetzt, also $h = V : 2\,R$ bis $V : 1{,}4\,R$ (Oberbauvorschr. Anl. 1 S. 29; Bayer. Norm 1903, Bl. X).

B O § 66 gestattet in Krümmungen die Geschwindigkeitsgrenzen der folgenden Zusammenstellung:

$R =$	3000	2000	1500	1300	1200	1100	1000	900	800	700	600	500	400	300	250	200	180	150	120	100 m
$V =$	120	120	120	120	115	110	105	100	95	90	85	80	75	65	60	50	45	40	30	25 km/st
$h =$	20	30	40	45	50	50	55	55	60	65	70	80	95	110	120	125	125	135	125	125 mm.

Die letzten drei Werte gelten für Nebenbahnen.

Es empfiehlt sich, für h ein Gröfstmafs von 125 bis 150 mm bei Hauptbahnen und 160 bis 170 mm bei Nebenbahnen nicht zu überschreiten.

Bei $R > 3000$ m (in Oesterreich $R > 5000$ m) auf Hauptbahnen und > 1000 m auf Nebenbahnen pflegt die Ueberhöhung des äufseren Schienenstranges zu unterbleiben, ebenso nach T V. § 39 und Grz. § 31 in Weichenkrümmungen.

Für Schmalspurbahnen können die theoretischen Formeln dienen:

$$h = 8{,}3\,V^2 : R,\ s = 1\ \text{m}; \qquad h = 6{,}2\,V^2 : R,\ s = 0{,}75\ \text{m};$$

$$h = 5\,V^2 : R,\ s = 0{,}60\ \text{m}.$$

Die Ueberhöhung wird durch Heben der äufseren Schiene hergestellt, in der Schweiz wird außen gehoben, innen gesenkt.

8. Einleitung der Ueberhöhung und Uebergangsbogen.

Sanfte Ueberleitung erforderlich, weil sonst bei Ausfahrt aus der Krümmung auf der windschiefen Fläche die Entlastung des äufseren (also führenden) Vorderrades Entgleisung herbeiführen kann (Abb. 16). Deshalb Auslauf der Ueberhöhung auf das 300fache ihres Betrages oder mehr erwünscht (B O § 10^2, T V. § 7^5 und Grz. § 6^3).

Die Ueberhöhungsrampe ist im Grundrifs in einen ebenso langen **Uebergangsbogen** zu legen, dessen Halbmesser von $\varrho = \infty$ und $h = 0$, also aus der geraden Linie stetig überleitet bis zu $\varrho = R$ und $h = k : R$, so dafs an jedem Punkte Ueberhöhung und Halbmesser einander nach gleichem Gesetze ($z = k : \varrho$) entsprechen und am Beginne des wirklichen Kreisbogens die volle Ueberhöhung erreicht ist. Fehlt es hierzu an gerader Länge, so ist der Rest der Ueberhöhungsrampe in den Kreisbogen zu verlegen, nicht aber die Neigung der Rampe zu erhöhen. Auch eine Verminderung der Ueberhöhung schadet weniger als eine zu steile Rampe der äufseren Schiene. Der Uebergangsbogen bildet eine kubische Parabel mit der Gleichung $y = x^3 : 6\,P$ (s. u.). Seine Herstellung verlangt die Einziehung des Kreisbogens (Verminderung des Halbmessers) um ein kleines Mafs m (Abb. 16).

Abb. 16.

Es sei $1 : n$ das Ansteigungsverhältnis der äufseren Schiene gegen die innere; mithin $l = n\,h$ die Länge des ganzen Uebergangsbogens und der Ueberhöhungsrampe, d die Endordinate des Uebergangsbogens in mm; dann ist:

$$P = nk \text{ oder auch } = l\,R; \qquad m = l^2 : 24\,R = d : 4.$$

Die Zwischenordinaten des Uebergangsbogens berechne man aus $y = d\,(x : l)^3$.

Oberbauvorschr. verlangen für Hauptbahnen $l = 40$ m, 60 m, 80 m für R von 3000 bis 1500 m, für R bis 500 m und für R bis 300 m. Dies gibt Rampenneigung von 1 : 2000 bis 1 : 730. Für Nebenbahnen $l = 20$ m, 30 m, 40 m für R von 2000 bis 400 m, für R bis 250 m und für R bis 180 m. Dies gibt Rampenneigung von 1 : 1300 bis 1 : 310.

Zwischen Gegenkrümmungen ist eine Zwischengerade von solcher Länge erforderlich und gleich bei der Linienführung (S. 725)

innezuhalten, dafs sie den Platz bietet für die beiderseitigen halben Ueberhöhungsrampen und eine zwischen deren Endpunkten verbleibende Gerade von ≧ 30 m für Haupt- und ≧ 10 m für Nebenbahnen (B O § 7[4]).

Kurze Zwischengeraden zwischen Krümmungen gleichen Sinnes werden am besten vermieden oder durch einen flachen Bogen ersetzt. Etwas Ueberhöhung durchführen!

Zwischen zwei einander berührenden Kreisbogen verschiedenen Halbmessers R_1 und R_2 (Korbbogen) ist derjenige Teil des Uebergangsbogens herzustellen, der von $\varrho = R_1$ und $h_1 = k : R_1$ überleitet zu $\varrho = R_2$ und $h_2 = k : R_2$.

II. Bau des Gleises.*)

1. Die Schienen.

Baustoff. Flufsstahl; Zugfestigkeit ≧ 60 kg/qmm (in Oesterreich 65, in Frankreich 75 kg). Sorgfältige Ueberwachung der Herstellung, bestimmte Druck-, Schlag- und Biegungsproben werden vereinbart.

Beanspruchung. Ruhender **Raddruck** S. 725 (B O § 16[2]; T V.* § 6 u. 64; Grz. § 5 u. 41). Dieser lotrechte Raddruck kann sich durch Schwankungen und Fliehkräfte erheblich erhöhen. — Biegungsmoment bei Querschwellen in l m Entfernung unter Voraussetzung gleicher Stützenhöhe und ruhender Last (nach Winkler) oft zu $M = 0{,}19\ Pl$ angenommen; jedoch infolge Senkung der Stützen durch Zusammendrückung von Bettung und Unterlagen, ferner infolge der Bewegung der Last sowie anderer Einflüsse wesentlich gröfser.**)

Gestalt und Abmessungen. In Deutschland breitfüfsige (Vignoles-) Schienen allgemein (vgl. Abb. 17 bis 20: preufs. Staatsb.). — Stuhlschienen (mit Doppelkopf) in Frankreich mehrfach, in England fast ausschliefslich.

Kopfbreite ≧ 57 mm, empfohlen (für Hauptbahnen) bis 70 mm, weil ein breiter Kopf geringere Abnutzung und gröfsere Laschenanlageflächen ermöglicht (T V. § 5). Preufs. Staatsbahn 58 und 72 mm; sächs. Staatsbahn 58 und 66 mm; Baden 65 mm. Belgien 72 und 80 mm; Oesterreich 68 mm.

Oberfläche des Kopfes eben oder mit ≧ 200 mm Halbmesser gewölbt (T V. § 5). Seitliche Abrundungen des Kopfes mit 14 mm Halbmesser (T V.* § 5; Grz. § 4 für vollspurige Bahnen mit Hauptbahnwagen-Uebergang).

Laschenanschlufsflächen (Unterschneidung des Kopfes und der Uebergang vom Stege zum Fufse) sollen ebene Flächen und zweckmäfsig etwa 1 : 4 bis 1 : 2 geneigt sein; zu flache Neigung verursacht bei geringer Abnutzung oder Ungenauigkeit der Laschenhöhe schon Berührung des Steges und starkes Einklemmen der Laschen. Preufs. Staatsb. 1 : 4; österr. Staatsb. 1 : 2,5, neuerdings 1 : 4; Baden und Gotthardbahn 1 : 3; Goliathschiene der belg. Staatsb. 1 : 5, neuerdings 1 : 4; Elsafs-Lothringen (1891) 1 : 2.

Stegstärke in der Mitte der Höhe bei Hauptbahnen 11 bis 14 mm.

Fufsbreite bei Querschwellenoberbau auf Hauptbahnen 105 bis 130 mm. Kleine Breite vermehrt die Gefahr des Kantens und die Beanspruchung der Befestigungsmittel sowie das Einfressen in die Unterlagen, Baden 125 mm, Bayern und Sachsen 130 mm, Oesterreich 112 mm, Pariser Métropolitainbahn 150 mm.

Tragfähigkeit der Schiene ist so zu bemessen, dafs auch nach gröfster Abnutzung a die Höhe $(h - a)$ noch der Belastung genügt.

---

*) A. Blum im H. d. I.-W., Bd. 5, Kap. IV.; Leipzig 1906. Ders. im Eisenbahnbau der Gegenwart, Abschn. 2.

**) H. Zimmermann, Berechnung des Eisenbahn-Oberbaues, § 27 u. 28. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn Berlin. Derselbe im Zentralbl. Bauv. 1891 S. 223. — Engefser, Zentralbl. Bauv. 1890 S. 312. — Löwe: Organ 1883 § 125.

Bei üblichen Verhältnissen ist angenähert, wenn h in cm,

Trägheitsmoment $J = 0{,}032\ h^4\ \text{cm}^4$,

Widerstandsmoment $W = 0{,}064\ h^3\ \text{cm}^3$,

ferner der Querschnitt $F = 0{,}238\ h^2$ qcm

und das Gewicht $g = 0{,}187\ h^2 = 0{,}786\ F$ kg/m.

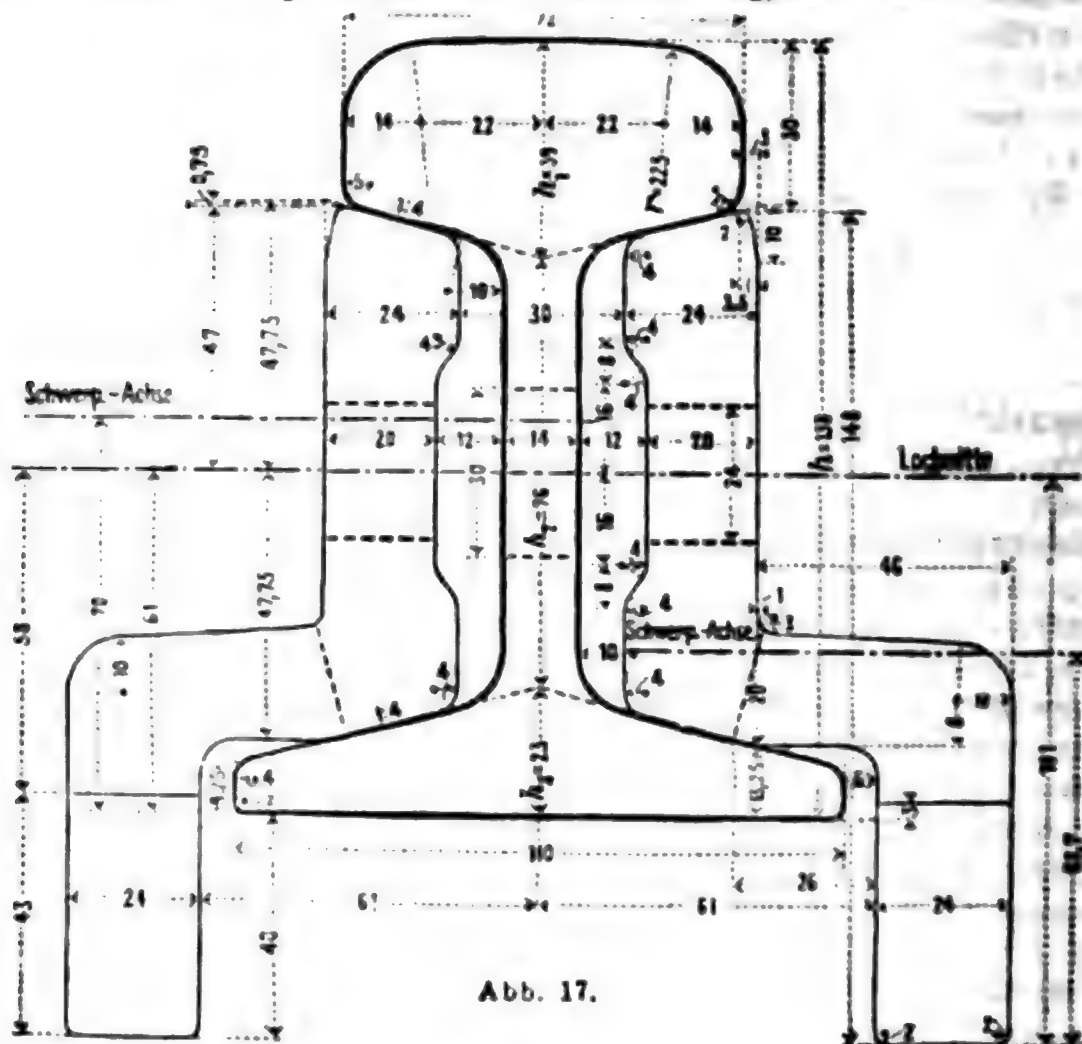


Abb. 17.

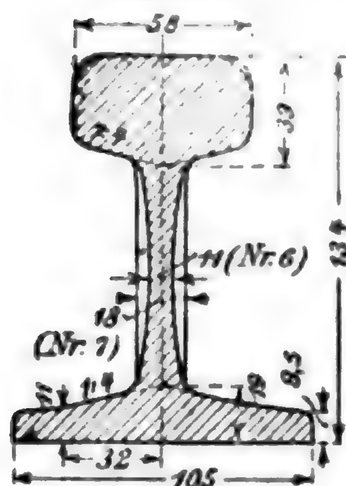


Abb. 18.

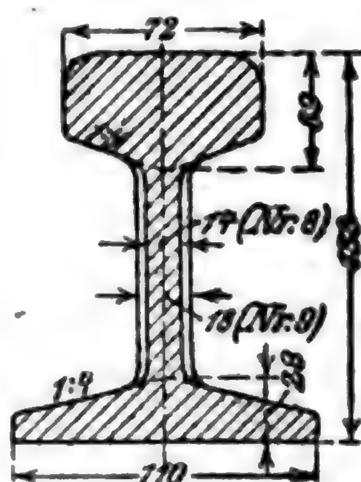


Abb. 19.

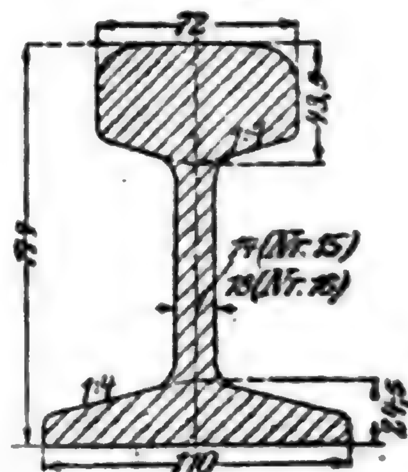


Abb. 20.

Schienenlänge, gegenwärtig 12 m, bei schwereren Profilen 15 m, in Tunneln auch bei Stumpfstofs wegen geringeren Wärmeunterschiedes bis 18 m (Preufs. Norm. S. 745). (Längere Schienen für eiserne Brücken u. Umst. verwendet.) Wärmeausdehnung S. 753, Gewichte S. 745 Daneben kürzere Ausgleich- oder Bogenschienen, zur Bildung der Verkürzung des inneren Stranges in Krümmungen.

Damit bei dem Wechsel von Ausgleich- und Vollschienen in flacheren Bogen nicht zu grofse Schieflage der Schwellen (besonders der Eisenschwellen) entsteht, sind z. B. bei 12 bis 18 m Schienenlänge drei Ausgleichlängen mit Verkürzungen um ein-, zwei- und dreimal 40 bzw. 45 mm erforderlich und ausreichend, indem kleine Ungenauigkeiten durch Wechsel der verschiedenen Längen und in den Stofslücken ausgeglichen werden.*)

Beispiel. Die **Schienen der preufs. Staatsbahnen** (mit Querschwellen) Abb. 17 bis 20 und folgende Tafel.*)

Für Neubeschaffungen sind z. Z. für die preufs. Staatsbahnen **sechs Schienenprofile** vorgesehen, die durch Nr. 6 bis Nr. 9 und 15, 16 bezeichnet werden; Profile **Nr. 6** (Abb. 17 u. 18) und **Nr. 7** (Abb. 18) sind für Hauptbahnen gewöhnlicher Art, **Nr. 8** und **Nr. 9** (Abb. 19) für Schnellzuggleise bestimmt. Dazu kommt (1905) in Rücksicht auf weitere Erhöhung der Geschwindigkeit eine Schienenform **Nr. 15 (16)** für 9 t Raddruck (Abb. 20). Anstatt der früheren Schienen für Nebenbahnen, **Nr. 10** und **11** wird, sofern altbrauchbare Hauptbahnschienen nicht verfügbar sind, Form 6 verwendet.

Diese Bestimmung ist durch die Schwierigkeiten beim Uebergang der Fahrzeuge der Hauptbahnen auf die nur für 7 und 6 t Raddruck berechneten leichten Oberbauarten veranlafst. In einem grofsen einheitlichen Netz müssen möglichst alle Fahrzeuge ungehindert übergehen können.

Die Schienen Nr. 6 und Nr. 7, Nr. 8 und Nr. 9, endlich auch Nr. 15 und Nr. 16 unterscheiden sich untereinander nur durch die Stegstärke, so dafs für je zwei die gleiche Laschenform pafst.

„Das Oberbaubuch der preufsischen Staatsbahnen" (hier durch **„preufs. Oberbau"** oder Pr. N. [Preufs. Norm.] bezeichnet) enthält die genaue Darstellung der Oberbauarten für Holzschwellen und Eisenschwellen mit verschiedenen Stofsausbildungen und Schienenbefestigungen, ferner den Oberbau mit Holz- und Eisenschwellen auf Wegübergängen und mit Holzschwellen auf Brücken, endlich Uebergangsstofsverbindungen zwischen verschiedenen Schienensorten. Das auf S. 745 bis 756 Kleingedruckte enthält Angaben daraus.

Preufsische Normalschienen.

Preufs. Schiene	Nach Abnutzung um a mm	Stegstärke mm	Fufsbreite mm	Kopfbreite mm	h mm	F qcm	g kg/m	Abstand e der Nullinie von unten mm	oben mm	Für die wagerechte Schwerachse J cm⁴	W cm³	Für die lotrechte Schwerachse J_0 cm⁴	W_0 cm³	Normale Länge
Nr. 6.	0	11	105	58	134	42,53	33,4	67,3	66,7	1036,6	154,0	150,7	28,7	12
	1	—	—	—	133	41,95	33,0	66,4	66,6	1015,9	152,6	149,1	28,4	
	5	—	—	—	129	39,63	31,1	62,8	66,2	916,9	138,4	142,6	27,2	
	10	—	—	—	124	36,73	28,9	57,9	66,1	796,1	120,3	134,5	25,6	
	13	—	—	—	121	34,09	27,5	54,7	66,3	730,6	110,2	129,6	24,7	
Nr. 7.	0	18	105	58	134	47,44	37,2	66,4	67,6	1063,0	157,2	153,4	29,2	15
Nr. 8.	0	14	110	72	138	52,30	41,0	70,0	68,0	1351,6	193,1	228,1	41,5	15
Nr. 9.	0	18	110	72	138	55,32	43,4	69,3	68,7	1369,5	197,0	229,9	41,8	15
Nr. 15.	0	14	110	72	144	57,39	45,05	73,0	71,0	1582,9	216,8	250,1	47,[illegible]	15
Nr. 16.	0	18	110	72	144	60,24	47,28	72,5	71,5	1597,7	220,3	260,5	47,4	15

Gestaltung der Unterlagen.

I. Einzelstützen.
1) Steinunterlagen, nur in Nebengleisen für besondere Zwecke (z. B. in Wagenreinigungsgleisen) (T V. § 12).
2) Gufseiserne Glockenstühle mit Querverbindungen (sogen. Topfschwellen, in frostfreien Gegenden (England).

---

*) Vgl. Rüppell, Organ 1892 S. 61.

II. Querschwellen. {
1) Holz.
2) Flufseisen, gewalzt.
3) Eisenbeton, bis jetzt ohne grofsen Erfolg.

III. **Langschwellen,** bei untergeordneten und Strafsenbahnen.

In Deutschland kommen auf Hauptbahnen nur Querschwellen in Betracht.

2. Oberbau mit Holzquerschwellen.

Holzart. Eichen-, Buchen-, Kiefern-, Lärchenholz; auch Fichtenholz, aber wenig dauerhaft. Gute Tränkung, am besten mit Teeröl, erhöht die Dauer bei Eichenholz um 25 bis 50 %, bei Nadelholz um 100 bis 150 %, bei Buchenholz um 400 bis 500 %, sofern nicht starke Abnutzung durch schweren Betrieb und mangelhafte Befestigung das Holz schon vor dem natürlichen Vergehen zerstört, bei Buchen- und Fichtenholz unentbehrlich (T V. § 12, Grz. § 10.*) (Vgl. I. Bd. Nutzhölzer S. 722).

Abmessungen. Länge auf Hauptbahnen 2,7 m, auf Nebenbahnen 2,5 bis 2,7 m, bei Schmalspur 1,7- bis 1,8 mal Spurweite. (Preufs Oberbau: Schwellenlänge auf Hauptbahnen 2,7 m, auf Nebenbahnen 2,5 m.) — Höhe in der Regel 160 mm, bei Schmalspur bis zu 120 mm herab. Untere Breite auf Hauptbahnen etwa 260 mm, obere Breite mindestens so breit wie die Unterlagplatten.

Befestigung der Schiene auf jeder Schwelle früher durch drei gegeneinander versetzte Nägel, jetzt meist Schwellenschrauben. — **Hakennägel** quadratisch, 15 bis 16 mm stark und 150 bis 170 mm lang; Schneide rechtwinklig zur Faserrichtung des Holzes; Kopf mit Ohren oder Nase zum Ausziehen. (Hakennagel bei preufs. Oberbau nur noch bei alten Oberbauarten in Anwendung (Abb. 21); Gewicht = 0,29 kg.) — **Schwellenschrauben** fassen den Schienenfufs entweder unmittelbar (Abb. 23, 29) oder durch Klemmplatten (Abb. 24 34, 43 u. 27, 28 (Keilklemmplatten). In Oesterreich Hoheneggersche Spannplatten bewährt. Empfehlenswert erscheint völlige Befreiung von der Schienenbefestigung, s. unter „Unterlagplatte", Oberbau der Oldenb. Staatsb. (Abb. 28). Lochweite bei Hartholz gleich der Schaftstärke oder 1 mm enger, bei Kiefernholz 2 bis 4 mm enger. (Schwellenschraube des preufs. Oberbaues für „offene" Unterlagplatten Abb. 22, Gewicht = 0,39 kg; Gewicht der Schwellenschraube für Hakenplatten — 150 mm Schaftlänge — 0,47 kg und 180 mm 0,55 kg.)

Alle Befestigungsmittel müssen (ebenso wie die Verbindungsmittel) stets die Spurrinne von 38 mm Tiefe und 67 mm Breite, von Kopf und Leitkante der Schiene gemessen, frei lassen (S. 723).

Gegen das Kanten und wegen der Kegelform der Radreifen (mit innerem Spurkranze) ist auf Hauptbahnen eine Neigung der Schienen nach innen um 1/20 bis 1/16 üblich und zweckmäfsig (T V. § 7); auch ist stärkeres Niederhalten (Schrauben) an der Innenseite des Schienenfufses besonders nötig.

---

*) Blum im H. d. I.-W., Bd. V. Kap. IV; ders. im Eisenbahnbau der Gegenwart, 2. Ferner Schneidt im Organ 1897. Buchenschwellen in Frankreich allen anderen überlegen erwiesen, verlangen sorgfältigste Auswahl und Tränkung, in Preufsen den Eichenschwellen gleichgeachtet.

Leitschienen neben den inneren Schienen in scharfen Krümmungen (bei der preufs. St.-B. unter 500 m Halbm.) sollen zur Verminderung des seitlichen Verschleifses der äufseren Schienen dienen.

Neuerdings werden vielfach in weichen Holzarten, namentlich nach schon eingetretener Ausweitung der Schraubenlöcher, jedoch auch bei Neubau, **Hartholzdübel** von etwa 50 mm äufserem Durchmesser mit Schraubengewinden von 15 mm Ganghöhe eingeschraubt, um in sich dann die eisernen Schwellenschrauben aufzunehmen. (Dübelwerke Charlottenburg, Glasers Ann. 1903, Organ 1905 S. 9, Taf. 8.)

Abb. 22.

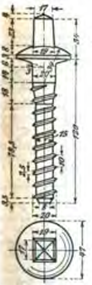
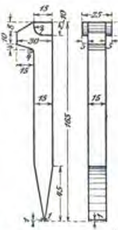
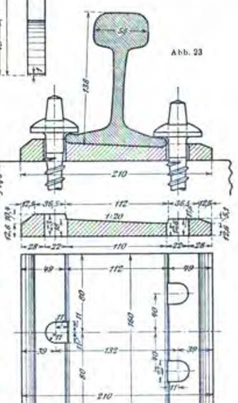


Abb. 21.



Unterlagplatten („offene", Abb. 23) aus Flufseisen auf jeder Schwelle erhöhen die Lebensdauer der Schwellen und die feste Lage des Oberbaues erheblich (T V. § 12, Grz. § 10). Länge der Platten in Schwellenrichtung für Hauptbahnen 180 bis 300 mm; Breite 120 bis 160 mm, kleinste Stärke 12 bis 18 mm. Zweckmäfsig an der Innenseite zwei, aufsen ein Loch. Ferner Hakenplatten Abb. 24 26, 27, 28 u. 30) s. u.

Abb. 23



Platten mit zwei Ansätzen verlangen 1 bis 2 mm Spielraum für den Schienenfufs; Innenkante der Löcher bündig mit den Ansätzen, nicht darüber vorstehend, damit die Schiene von vornherein fest an dem Ansatz anliegt. Platte der sächs. Staatsbahn von 1888, mit Haken an der Innenseite, 310 mm breit, zweckmäfsig.*)

Haken-Unterlagplatte für preufs. Schienen Nr. 6, 7, 8 u. 9 für alle Holzschwellen Abb. 26. Die Hakenlänge (64 mm) pafst in die Ausklinkungen der Laschen

*) Röll, Enzyklopädie des Eisenbahnw. S. 2506 u. Taf. 47.

Digitized by Google

sämtlicher preufs. Oberbauarten; hierdurch ist die Uebereinstimmung der Laschen für Holz- und Eisenschwellen ermöglicht. Die innere Schraube hat (bei rechtwinkliger Unterschneidung ihres Kopfes) durch die Klemmplatte ein gegen Verbiegen sicherndes Auflager erhalten (Abb. 24).

Besser als nach Abb. 24 erscheint Schienenbefestigung nach Abb. 27, die für preufs. Form 15 eingeführt ist. Klemmplatte stützt sich mit

Abb. 24.

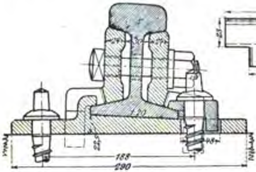


Abb. 25.

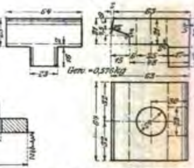
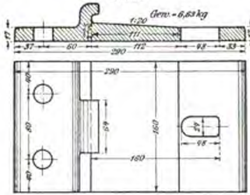


Abb. 26.



schräger Fläche gegen Unterlagplatte, drückt deshalb den Schienenfufs in den Haken und ergibt hierdurch eine wesentlich bessere Sicherung gegen Wandern, als Befestigung nach Abb. 24, bei der der Schienenfufs nur lose im Haken sitzt und nur einseitig von der kleinen

Abb. 27.

Klemmplatte auf die Unterlage gedrückt wird. Dies genügt nicht. Es sind hier deshalb stets besondere Mittel gegen das Wandern erforderlich, bei der verbesserten Anordnung der Form 15 jedoch nicht (Abb. 28, 37 u. 38). Neuerdings geht Bestreben dahin, Befestigung der Schienen von der der Unterlagplatte zu trennen, damit Schwellenschrauben ganz dem Angriff der Schiene entzogen sind

und durch völlig gemeinsame Wirkung die Schwelle möglichst wenig angreifen. Beispiel Abb. 28, Oldenb. Staatsb. 1908.

Bei Schienen mit breitem Fufs und Hartholzschwellen sind bei geeigneter Behandlung Unterlagplatten entbehrlich. So bei der französ. Ostbahn und nach deren Muster seit 1906 fünf Probestrecken bei preufs. Staatsbahn nach Abb. 29. Neuerdings weitere 17 km. Unter dem 125 mm breiten Fufs Zwischenlage von geteertem Pappelholz. Nach siebenjährigem Betrieb ist auf den Probestrecken nur geringes Wandern zu bemerken. Ursache die feste Verschraubung der Schiene auf jeder Schwelle, die durch die elastischen Zwischenlager stets in Spannung bleibt.

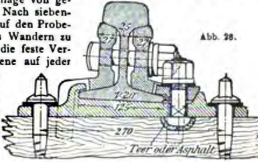


Abb. 28.

Abb. 29.

Verhinderung des Wanderns der Schienen (Längsverschiebung der Schienen auf den Schwellen. T V. § 13; Grz. § 8). Wenn die Schienen mit den Schwellen, wie beim vorerwähnten Oberbau, fest verbunden sind, bedarf es kaum besonderer Mittel gegen das Wandern. Es herrscht aber stellenweise die Ansicht, die feste Verbindung hindere die Wärmeausdehnung und befördere Gleisverwerfungen.

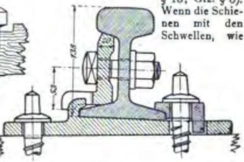


Abb. 30.
Querschnitt der Stemmlasche. Preufs. Oberbau 1900.

Ein Oberbau, dem die feste Verbindung fehlt, bedarf zum Schutze gegen Wandern und Verfahren besonderer Wanderschutzmittel. Früher Stemmlaschen (Abb. 30) und Stemmstühle, jetzt Wanderklemmen, die, am Schienenfufs durch Keilwirkung oder Schrauben befestigt, gegen die Schwelle drücken. Die Ansicht, dafs diese Klemmen nur an den mittleren Schwellen wirken, beruht nicht auf Erfahrung.

8. Oberbau mit flufseisernen Querschwellen.

Erfordernisse für die Gestalt: kräftiges Widerstandsmoment, reichliches Auflager. Ferner Fassung eines reichlichen Bettungskörpers und

Digitized by Google

Querschlufs an den Enden, damit Reibung von Bettung auf Bettung der Drehung und Verschiebung in jeder Richtung kräftig entgegenwirkt.

Sehr verbreitet ist gegenwärtig der vollkoffrige Querschnitt nach Abb. 31, preufs. Form Nr. 51 für Hauptbahnen, und 32, der im Gegensatz zu 31 keine Unterlagplatten hat und durch die feste Verbindung von Schiene und Schwelle nach Bauart Roth und

Abb. 31. Preufs. Norm. Nr. 51.

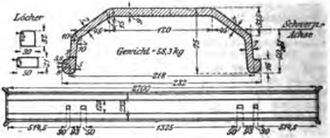
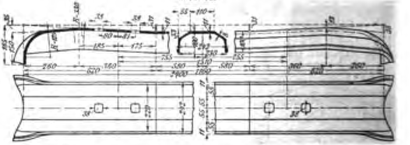
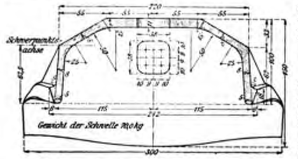


Abb. 32.





Schüler grofse Dauer zeigt. Neuerdings in Amerika die Carnegieschwelle, Abb. 33. Erfahrungen anscheinend gut.

Abmessungen. Stärke der Decke 9 bis 13 mm (namentlich stark, wenn ohne Unterlagplatten). Länge der Schwelle nicht unter 2,5 m, zweckmäfsig 2,7 m; Gewicht bei Hauptbahnen 58 bis 75 kg (T V. § 12, mindestens 60 kg). Die jährlichen Mehrkosten gröfseren Schwellengewichts (z. B. von 75 kg) werden übertroffen durch die Ersparnis an Unterhaltung und Erneuerung. Bei reichlicher Länge und Steifheit: gleichmäfsiges Unterstopfen der ganzen Schwelle.

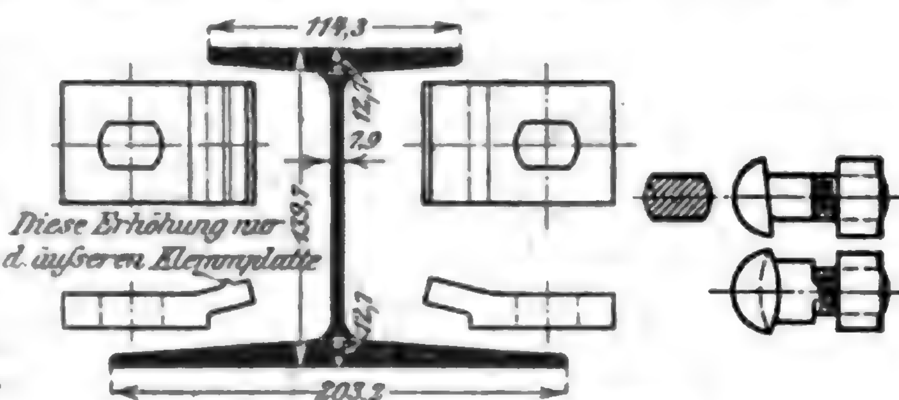
Beispiel: Preufs. Oberbau: Querschwelle für Schienen Nr. 6 bis 9 (Form 51), Abb. 34 u. 35.

Digitized by Google

Seit 1907 in Preufsen auch obere Rippen (Abb. 36), die die Unterlagplatten festlegen. Hakenzapfenplatten und Klemmplatten Abb. 37 u. 38. Zur Spurerweiterung Ansätze a und b in 4 Stufen veränderlich; für gerades Gleis $a = 38$, $b = 12$ mm.

Gewichte der (i. allg. breiteren) Schwellen bei den Reichsbahnen 75, in Bayern und Baden 70, österr. Staatsb. 71,5 kg.

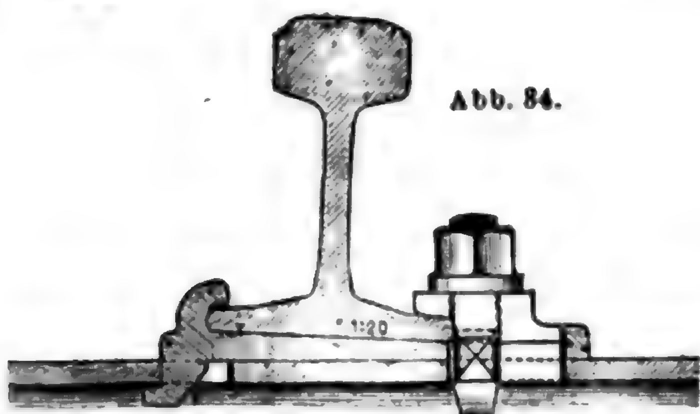
Abb. 33.



Herstellung der Schienenneigung. *) Keilförmige Unterlagplatten auf geraden Schwellen (TV. § 12).

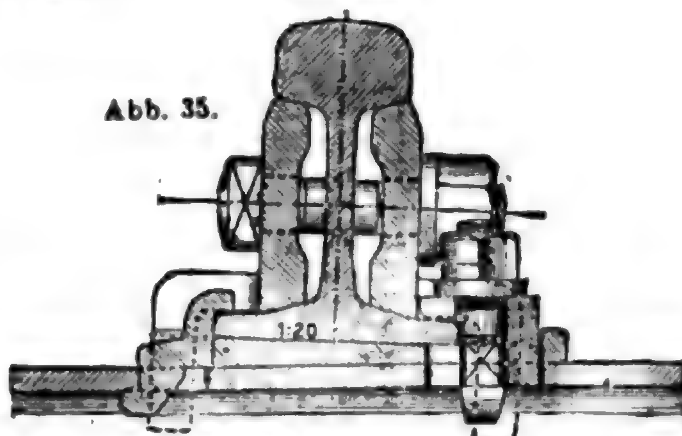
Lochung der Schwellen. Für die Befestigungsmittel vier rechtwinklige, längliche Löcher, meist sämtlich in Schwellenmitte. In Geraden und in Bogen dieselbe Lochung mit runden Ecken.

Abb. 34.



Querschnitt über einer Mittelschwelle.

Abb. 35.



Querschnitt über einer Stofsschwelle.

Abb. 36.

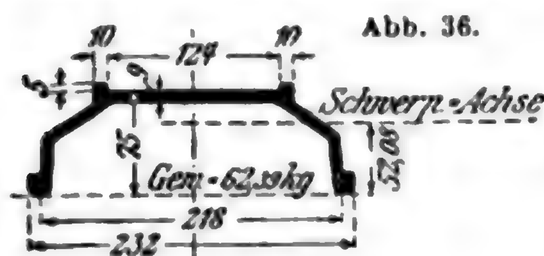


Abb. 37.

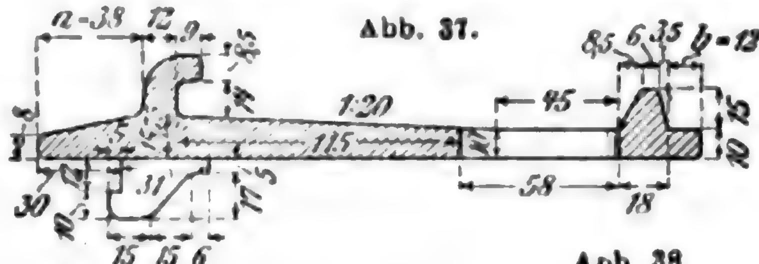


Abb. 38.

Preufs. Oberbau: Für Bogen unter 250 m Halbm. (51° bzw. 51 P für Schienen 6, 7, 8 und 9) ist eine besonders gelochte Schwelle vorgesehen. In Bogen von und über 250 m Halbm. dieselbe Lochung wie in Geraden.

Befestigung der Schienen. Erfordernisse: Genaue lotrechte und wagerechte Festspannung des Schienenfufses. Sichere Herstellung der Spurerweiterung ohne Aenderung der Lochung. Einbringen der Befestigungsmittel von oben ohne Bewegung der Schwelle. Uebertragung des

*) Organ 1885 S. 11; 1887 S. 108.

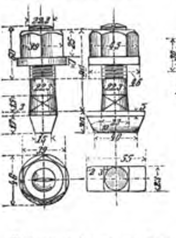
Seitendruckes auf die Schwelle durch rechteckige Befestigungsteile ohne Berührung zwischen Schienenfufs und Schrauben, um Biegung und Ausschleifen zu verhüten.

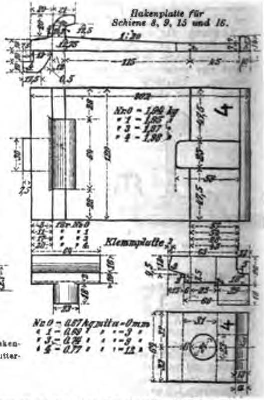
Keilbefestigung: Veranlafst ungünstige Beanspruchung der Schwellen und der Befestigungsteile, raschen Verschleifs der Lochung bei geringer Sicherheit gegen Lösen des Keiles.

Haarmanns Befestigung: Keilförmige Unterlagplatte mit einem Haken und Zapfeneingriff in die Schwelle an der Aufsenseite, nur eine Klemmplatte mit Schrauben an der Innenseite (Abb. 39); erfordert weniger Stücke auf jeder Schwelle, dagegen bei Spurerweiterung die Aenderung der Hakenplatte und der Klemmplatte, deshalb mehr veränderliche Formen, bietet aber den Vorteil, dafs das Gleis an der Aufsenseite bis zur Schienenhöhe verfüllt werden kann.

Abb. 39.

Hakenschraube für Schiene 8, 9, 15 und 16.





Haarmanns Befestigung mit Hakenplatte, Klemmplatte und Bundmutter-Schrauben.

Preufs. Staatsbahn.

Verhinderung des Wanderns wie bei Holzquerschwellen (S. 749).

Abb. 34, 35 u. 39 zeigen als Beispiel den preufs. Oberbau, Abb. 39 im besonderen die Abmessungen für Schienen Nr. 8, 9, 15 und 16. Für Nr. 6 und 7 ist Hakenplatte 183 mm lang und 120 mm breit. Die Haarmannsche Hakenplatte ist bei sämtlichen eisernen Oberbauarten auf Haupt- und Nebenbahnen Regel. Mit den vier Haken- und Klemmplatten der Abb. 39 werden acht Spurweiten hergestellt, wie folgt (e = Spurerweiterung, H = Hakenplatte, K = Klemmplatte):

Digitized by Google

e	an der linken Schiene		an der rechten Schiene		*e*	an der linken Schiene		an der rechten Schiene	
	H	*K*	*K*	*H*		*H*	*K*	*K*	*H*
mm	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	mm	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.
0	4	0	1	3	12	3	1	4	0
3	3	1	1	3	15	1	3	3	1
6	4	●	3	1	18	1	3	4	0
9	4	0	4	0	21	●	4	4	0

Auf Wegübergängen in Preufsen bei Eisenquerschwellen stärkere, gufseiserne Hakenplatten, etwa 50 mm dick.

4. Die Stofsverbindung.

Lage der Stöfse einander rechtwinklig gegenüber. Versetzen der Stöfse ist zulässig (T V. § 9), jedoch in Europa nicht üblich, in Nordamerika in Krümmungen allgemein, teilweise auch in der Geraden.

In Rücksicht auf Wärmeausdehnung sind **Zwischenräume** (Wärmelücken) erforderlich (T V.* § 10; Grz. § 8). Gröfse des Zwischenraumes δ für 1 m Schienenlänge

$$\delta = 1000\,\alpha\,(t_1 - t_0) = 0{,}0108\,(t_1 - t_0)\text{ mm.}$$

t_1 = höchste durch Sonnenstrahlen erzeugte Wärme der Schienen (in mittleren Breitengraden etwa 50 bis 60°, stärkste Abkühlung durch Ausstrahlung $t_0 = -25°$).

Sind die Schienen bis zum Kopf eingebettet, so ist $t_1 - t_0$ erheblich geringer. In Tunneln $t_1 - t_0 \lesseqgtr 30°$.

Verbindung der Schienen durch kräftige **Stahllaschen** (T V. § 10; Grz. § 8) mit mindestens 4, z. Z. meist 6 Schrauben. Die Laschen dürfen die Schiene nur in den Anschlufsflächen, nicht am Stege berühren.

Abb. 41.

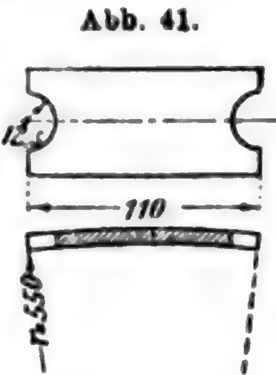
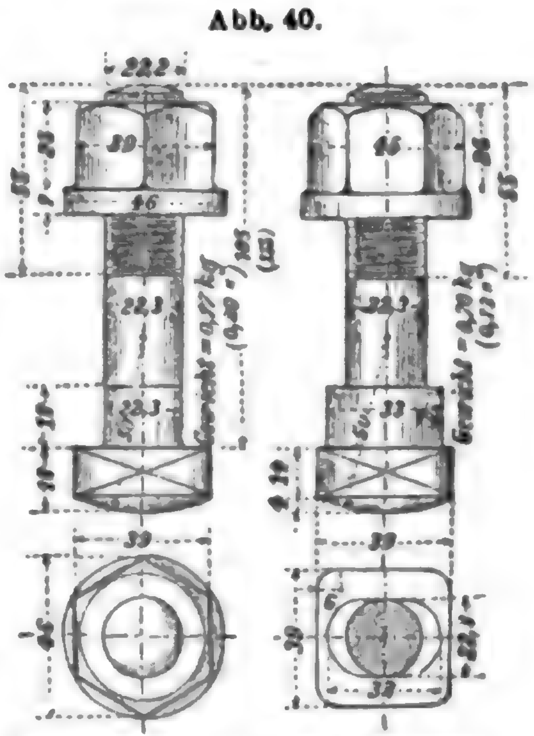


Abb. 40.



Laschenschraube (Preufs. Oberbau). Bundmutter.

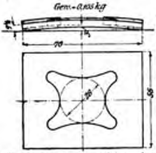
Uebliche Form auf den preufs. Hauptbahnen: Kremplaschen; ebenso in Oesterreich.

Laschenschrauben. Bolzenstärke d_0 = 20 bis 26 mm. Lochweite der Laschen $d' = d_0 + 2$ mm (Abb. 40).

Preufs. Oberbau: $d_0 = 22{,}3$ mm (Abb. 40), $d' = 24$ mm (in Oesterreich $d_0 = 24$ mm); Lochung der Aufsenlasche länglich (Lochlänge = 35 mm), zur Aufnahme der Schaftverstärkung (33 mm) gegen das Drehen der Schraube. Als spannende Zwischenlage gegen das Losrütteln der Mutter einfache oder doppelte Federringe und neuerdings Bochumer Spannplatten (Abb. 41 Zweiloch, Abb. 42 Einloch). Die zwischen zwei Schrauben sitzende flach gekrümmte Platte wird beim Anziehen der Muttern gestreckt, hält die Schrauben in Spannung und sichert sie gegen Losrütteln. Andere Spannplatten für Einzelschrauben usw weniger zuverlässig.

Schienenlochung zur Aufnahme der Laschenschrauben entweder länglich, mit einer Lochlänge $d'' = d' + 0{,}5\,l$ in mm (wenn l die Schienenlänge in m) oder (bequemer) rund mit d'' mm Durchm., so dafs die Schiene der Wärmeausdehnung folgen kann.

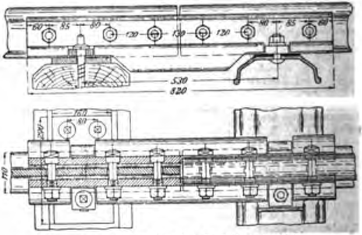
Abb. 42.



Preufs. Oberbau: Löcher rund mit $d'' = 30$ mm bei $l = 12$ m, $d'' = 33$ mm bei $l = 15$ und 18 m Schienenlänge. Höhe der Lochmitten über der Fufsebene der Schiene und Stellung der Löcher Abb. 17 u. 43.

Unterstützung des Stofses bei Querschwellen bisher allgemein schwebend. Neuerdings (T. V. § 11; Grz. § 9) nach guten Erfahrungen auch der feste Stofs wieder zugelassen.*) Lichte Zwischenweite der beiden Stofsschwellen 200 bis 300 mm, ihr Abstand von Mitte zu Mitte meist 500 bis 600 mm (in Bayern 420 mm). In gröfserem Umfange ist ausgeführt der Blattstofs, entweder (Preufs. St.-B.) mit stärkerem Schienensteg (18 mm), der im Blatt zur Hälfte abgefräst wird,

Abb. 43.



Preufs. Oberbau seit 1900, Stofs für Schienen 8 und 9.

oder mit Wechselstegschienen (Osnabrücker Stahlwerk) mit unsymmetrischem Kopf. Der Blattstofs scheint sich nur für mäfsigen Raddruck, wie z. B. Berliner Hoch- und Untergrundbahn, zu bewähren. In Preufsen

*) Andere Formen der Stofsverbindung s. Blum im Eisenbahnbau der Gegenwart, Abschn. 2 und H. d. I.-W., Bd. 5, Kap. IV. Ferner Rölls Enzykl. d. Eisenbahnw., Bd. 5, S. 2506 u. Taf. 47. Auch Haarmann, Das Eisenbahngleis, kritischer Teil. Leipzig 1902; derselbe, Zwei Vorträge, Osnabrück 1904. S. a. Z. Arch. u. Ing.-Wes. 1897.

Digitized by Google

auf Brücken vorgeschrieben zur Milderung der Stöfse. Seit 1907 in Preufsen beim Oberbau 8 und 15 für hölzerne und eiserne Schwellen auch gekuppelte Stofsschwellen (Abb. 44 u. 45).

Stumpfer Stofs der Preufs. St.-B. (1900) für Schiene Nr. 8, Abb. 43 u. 24. Die Anordnung des Stofses und der Schwellenteilung ist für Holz- und Eisenschwellen gleich.

Der **Laschenquerschnitt** ist derselbe für die Preufs. Schienen 6 und 7, für 8, 9 und für 15 und 16. Die Abmessungen sind wie folgt:

Lasche 1902 Preufs. St.-B.	Länge	Höhe	Gewicht		Quer-schnitt	Für die wagerechte Schwerachse	
	der Lasche		Innen-lasche	Aufsen-lasche		Trägheits-moment	Widerstands-moment
Nr.	mm	mm	kg	kg	qcm	cm^4	ccm
6^e u. 7^e	790	143,5	15,43	15,23	31,79	419,8	56,4
7^d	760	143,5	14,86	14,66	31,79	419,8	56,4
8^b u. 9^e	820	148,75	20,92	20,68	41,41	604,4	77,1
9^d	780	148,75	19,70	19,45	41,41	604,4	77,1
8^d u. 15^c	600	99,5	9,43	9,43	22,35	178,65	33,55
9^i u. 16^g	600	99,5	9,43	9,43	22,35	178,65	33,55
16^e	600	99,5	9,43	9,43	22,35	178,65	33,55

Baustoffbedarf an Eisenteilen für die hauptsächlichsten Oberbauarten der preufs. Staatsbahn mit Eisenquerschwellen etwa 168 bis 226,3 t auf 1 km Gleis.

Baustoffkosten des Oberbaues mit getränkten 2,7 m langen kiefernen Querschwellen — 18 Stück auf 12 m — und 33,4 kg/m schweren mit Wanderklemmen versehenen Stahlschienen für 1 km Gleis ohne Bettung zur Zeit etwa 20500 *M*, mit Eichenschwellen 22300, mit Eisenschwellen 20700. Mit Schienen 8^b von 41 kg/m und 24 Schwellen auf 15 m: Kiefernschwellen etwa 23200 *M*, Eichenschwellen 25000, Eisenschwellen 23700. Mit Schienen 8^d von 41 kg/m, 24 Mittelschwellen auf 15 m, an den Stöfsen Breitschwellen: Kiefernschwellen etwa 25300 *M*, Eichenschwellen 27300, Eisenschwellen 27000. Mit Schienen 15^c von 45 kg/m und 24 Mittelschwellen auf 15 m, an den Stöfsen Breitschwellen: Kiefernschwellen etwa 26600 *M*, Eichenschwellen 28500, Eisenschwellen 28200.

Abb. 44.

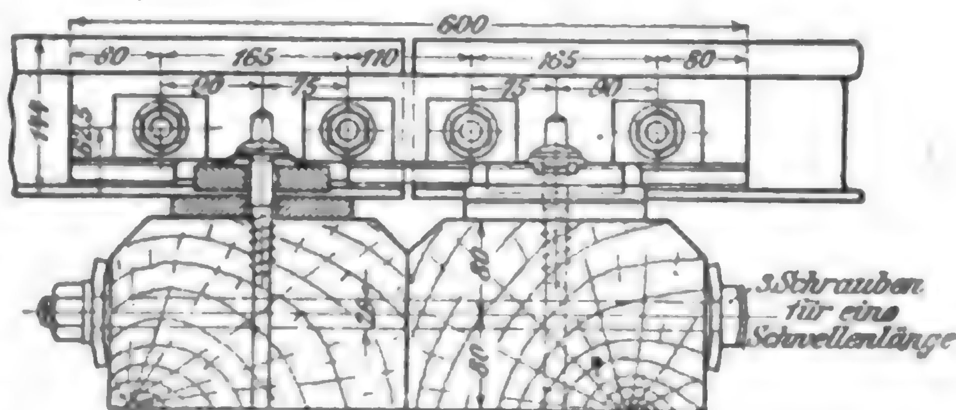
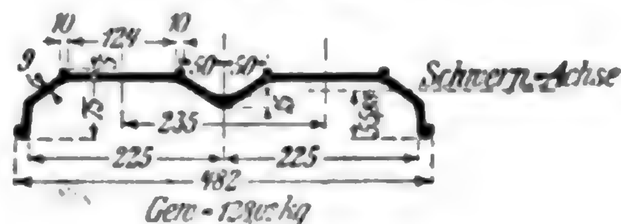


Abb. 45.



5. Langschwellen

haben nur für untergeordnete Bahnen, auch Strafsenbahnen, sowie für besondere Zwecke (z. B. einzupflasternde Gleise) noch Bedeutung (vgl. T V. § 12; Grz. § 10).

Langschwellen-Oberbau hat sich nicht dauernd bewährt, namentlich wegen zunehmender Schwierigkeit der Entwässerung und ungenügender Auflagerfläche, zumal bei Erhöhung des Druckes auf die Bettung an den Aufsenkanten durch seitliche Kräfte.

6. Die Bettung.

Die Bettung bezweckt Druckverteilung unter den Schwellen und Trockenhaltung, also Sicherung der Lage des Gestänges und Dauerhaftigkeit des Oberbaues. Deshalb erforderlich: genügende Festigkeit der einzelnen Stücke gegen Zerdrücken; vollkommene Beständigkeit gegen Frost und Verwittern (T V. § 3; Grz § 3); Durchlässigkeit; Stopfbarkeit, also viel Reibung, deshalb Korngröfse nicht zu fein, nicht allzu grofs (etwa Erbsen- bis Hühnereigröfse) und möglichst scharfkantige Gestalt.

Am besten Steinschlag (etwa 5 cm, in Preufsen 3 bis 6 cm). Sodann Flufskies, Grubenkies bedarf u. Umst. erst der Reinigung durch Sieben. Sand nur im Notfalle. Hochofenschlacke, wenn fest genug und frostbeständig. Packlage (jedoch nur auf fester Unterlage) ist zur besseren Entwässerung unter feinem Kiese wünschenswert. Auf weicher Unterlage unter dem Steinschlag besser erst eine Schicht von Kies oder grobem Sand. — Herstellung und Erhaltung vollkommenster Entwässerung, namentlich bei Eisenschwellen, durchaus notwendig; u. Umst. mit Hülfe von Sickerschlitzen in der Bettung; am schwersten bei Langschwellen erreichbar. — Zu beachten sind die Untersuchungen von E. Schubert.*)

Stärke der Bettung mit Rücksicht auf ruhige Gleislage nicht zu gering; sie sei unter der Unterkante der Querschwellen $\geqq$ 200 mm (T V. § 3), unter Langschwellen $\geqq$ 300 mm; besser stärker, zumal in feuchten Einschnitten.*) Bei Nebenbahnen genügen, je nach örtlichen Verhältnissen, noch 150 mm (T V. § 3), bei vollspurigen Lokalbahnen 130 mm, bei Schmalspur 100 mm unter Schwellenunterkante; gröfsere Bettungsstärken erwünscht (Grz. § 3). — Abwässerung des Planums unter der Bettung S. 734.

Baustoffbedarf bei 0,4 m mittlerer Bettungsstärke unter Schwellenoberkante 1,6 bis 2,1 cbm für 1 m Gleis (i. M. 1,75 cbm). — In England wesentlich stärkere (0,5 bis 0,6 m) Bettung üblich (2,6 cbm). — In Preufsen neuerdings unter Schwellenunterkante 0,30 m für Hauptbahnen (1,82 cbm), 0,20 m für Nebenbahnen (1,28 cbm).

c. Weichen und Kreuzungen.

I. Gestaltung der Teile.

1. Zungenvorrichtung. Uebliche Form bei Weichen in Hauptgleisen: gleich lange Zungen von mindestens 5 m Länge, mit der Spitze unter

*) E. Schubert, Umbildung des Planums, Z. Bauwesen 1889 S. 555 und 1891 S. 61; Sonderdruck bei Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin; auch Organ 1891. — E. Schubert, Der Einflufs des Querschnittes einer Eisenbahnschwelle auf den Kiesverbrauch und die Unterhaltungskosten, Z. Bauwesen 1896 S. 79. — E. Schubert, Schwellenabstand und Bettungsstoff im Eisenbahngleise, Z. Bauwesen 1897 S. 207; Sonderdruck bei Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

den Kopf der Backenschiene unterschlagend oder scharf anschliefsend und gegen deren Anfang um etwa 0,5 bis 1,5 m zurücktretend. Ende der Backenschiene zweckmäfsig ≧ 1 bis 1,5 m hinter dem Ende der Zunge.

Zungenlänge beispielsweise bei der preufs. Norm.*) 6,1 und 5,8 m bei 1:10; 5,3 und 5,0 m bei 1:9 für Schienen 8ᵃ und 6ᵈ; Backenschiene 8,3 und 8,0 m bzw. 7,5 und 7.1 m. Federnde Zungen (Patent Bochum, Pr. N. 1902) für 8ᵃ werden 10,0 und 10,6 m lang hergestellt für 1:9 und 1:10, und 13,2 m für 1:14. Bei 1 m Spurweite üblich z. B. Weichen 1:7 mit 3,5 m Zungen- und 6 m Backenlänge.

Querschnitt mufs so gestaltet sein, dafs die Zunge trotz der beiderseitigen Behobelung im vorderen Teile doch widerstandsfähig bleibt. Zugleich mufs die Unterkante der Zunge so viel höher als die der Schiene liegen, dafs die sie unterstützenden Gleitplatten den Schienenfufs mit einer Nase übergreifen und bis nahe an den Schienensteg heranreichen können. Deshalb bei Breitfufsschienen (mit Ausnahme von Nordamerika) meist volle Blockprofile mit einer unteren Verbreiterung üblich, oder starke unsymmetrische Winkelprofile (Oesterreich), seltener schienenartige mit bedeutend verstärktem Steg. Preufs. Norm. für Schiene Nr. 6 Abb. 46. Inhalt des vollen Zungenquerschnittes = 68,2 qcm, Gewicht = 53,6 kg/m.**) Für federnde Zungen (1902) ist der Querschnitt etwas anders, um am Ende die erforderliche Ausschmiedung zum Schienenprofil behufs Ermöglichung der Laschenverbindung an Stelle des Drehstuhls zu erleichtern (Pr. N. 1902).

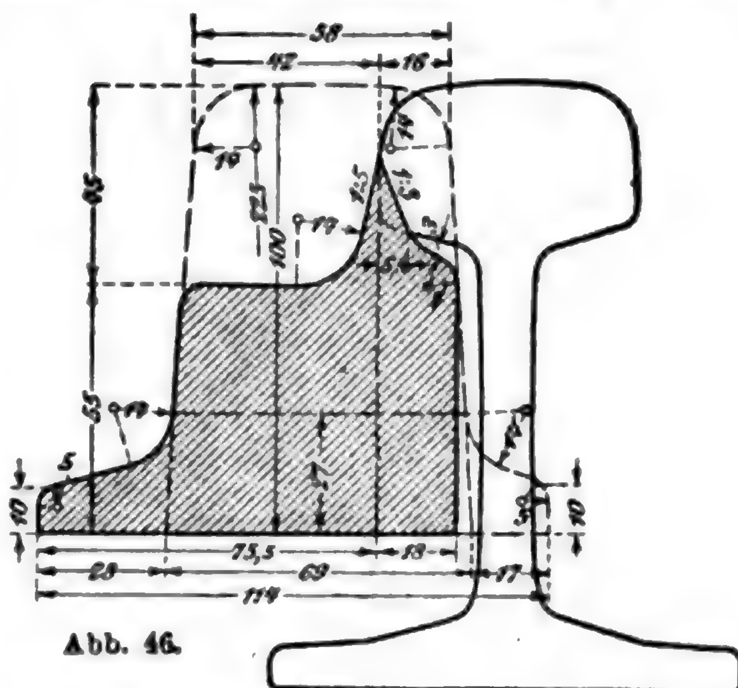


Abb. 46.

Herstellung des Zungendrehpunktes (Drehstuhls) mit Laschen (Sachsen, England) oder Drehzapfen (Preufsen, Württemberg, Oesterreich), oder beides vereinigt (Bayern, Baden, Gotthardbahn u. a.). Bei den meisten (preufs. Norm.) ist der Drehzapfen aus dem unteren Teile des Zungenkernes gebildet. Schwierigkeiten verursacht dabei die lotrechte Niederhaltung der Zunge, die nur am Drehpunkte erfolgen kann. — Seit 1902 in Preufsen auch Laschenverbindung ohne Drehzapfen, dafür federnde Zungen.

Unterstützung der Zungenvorrichtung am besten mittels durchgehender Blechplatte (preufs. Norm.: 370 mm breit, 13 mm stark, 5,67 und 4,87 m lang) auf hölzernen oder eisernen Querschwellen. Auf den Platten wird die Backenschiene mit Klemmschrauben befestigt, die Gleitstühle werden aufgenietet.

*) Die Abkürzung „preufs. Norm." oder „Pr. N." bedeutet hier und im folgenden: **Weichennormen der preufs. Staatsbahnen.** Vgl. die bei der K. E. D. Essen u. beim E.-Zentralamt Berlin erschienenen Zeichnungen von Weichen.

**) Für Schiene 8 ist die obere Zungenbreite 72 mm, davon 50 und 22 zu seiten der Spitze des Querschnittes. Untere Breite 128 mm.

Aufschlagen der Zungenspitzen ≧ 100 mm (T V. § 40). In der Regel mehr, z. B. 152 mm (preufs. Norm.).

Spurkranzrinne *s* zwischen Zunge und Backenschiene an der äufseren Schiene ≧ 51 mm (Oesterreich) bis 60 mm (preufs. Norm.), bei gebogenen Zungen am Drehpunkt 4 bis 7 mm mehr (England ≧ 44 mm). An der inneren kommt etwa 13 bis 15 mm Spurerweiterung hinzu, die vor dem Herzstücke wieder aufhört; an der Herzstückspitze soll auch das gekrümmte Gleis der Weiche die normale Spur (1 435 m in 14 mm unter SO.) haben (T V. § 40). Am Stofse vor der Zunge beträgt die Spurerweiterung bis 10 mm. (In England keine Spurerweiterung.) Die Zunge an der geraden (äufseren) Backenschiene erhält (vor der Hobelung) eine Biegung (preufs. Norm. 500 m Halbm. bei 1 : 14, 245 m bei 1 : 10, 190 m bei 1 : 9, 140 m bei 1 : 7). Dadurch sanfterer Uebergang in den ablenkenden Strang (z. B. Anschlagwinkel nur 27′ bzw. 33′, 40′ und 1° 30′) und bereits gröfserer Winkel am Zungenende, mithin gröfserer Halbmesser für die folgende Weichenkrümmung.

Spitzenverschlufs zur Festhaltung der anliegenden Zunge an der Backenschiene. Verschlufs soll „aufschneidbar“ sein, d. h. bei Fahrt von hinten aus der Weiche auch bei falscher Lage der Zungen die Umstellung der Weiche durch den Radflansch ermöglichen.

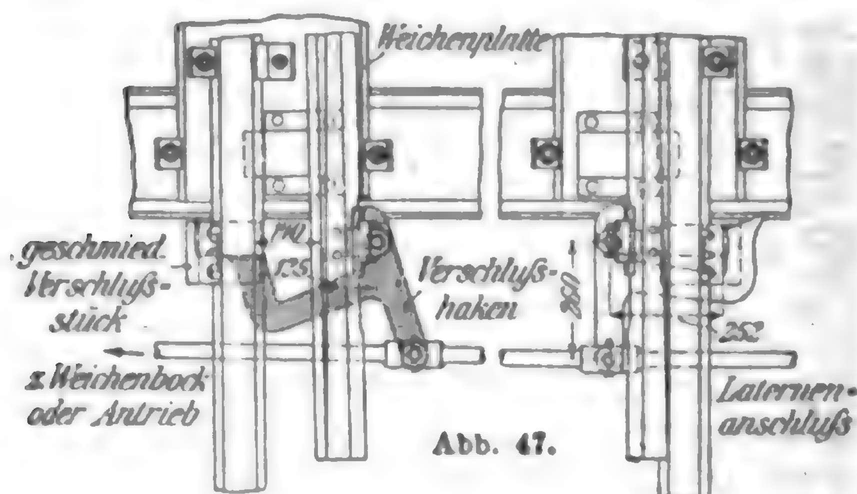


Abb. 47.

Zweckmäfsig hierfür das Hakenweichenschlofs der preufs. St.-B., für dessen Bauart jedoch noch Aenderungen erprobt werden (Abb. 47).

2. Lenkstange und Weichenbock mit Gegengewicht, damit Anschlufs sicher. Hub = Bewegung der Zunge am Angriffspunkte der Lenkstange (preufs. Norm. 140 mm). Gegengewicht in der Regel zum Umlegen, auch verschliefsbar. Bei Einlauf- und sonst wichtigen Weichen Verschlufs und mechanische Verbindung der Lenkstange mit Signalscheibe bzw. -laterne am Bocke selbst oder auch auf weitere Entfernung.

3. Zusammenführung der Weichenbewegung („Stellwerk“) durch Stangen- oder doppelte Drahtleitung zur Vereinfachung, Beschleunigung und (in Verbindung mit der Stellung der Signale für die Zugfahrten) zur Sicherung der Zugbewegungen.*)

4. Herzstück. a) „Blockherzstücke“ in Eisenhartgufs, oder Flufsstahl, gegossen. Umwendbarkeit hat sich nicht bewährt. Spitze allmählich ansteigend; Flügelschienen so, dafs das Rad stetig unterstützt bleibt ohne Auflauf des Spurkranzes. — Anschlufs der Schienen aufsen mit Winkellaschen, innen mittels eingelegten oder am Herzstücke angegossenen Keilstückes.

*) Scholkmann, Signal- und Sicherungsanlagen, 3 Bde., Wiesbaden 1901/04 (In Eisenbahnbau der Gegenwart, 4). Scheibner, Mechan. Sicherheitsstellwerke, Berlin 1904.

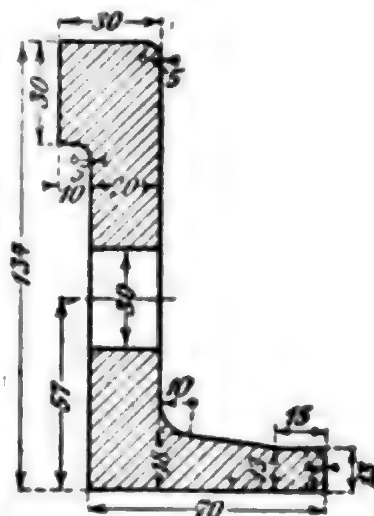
Länge des Blockherzstückes vor dem Knie ist dadurch bedingt, dafs mindestens die halbe Laschenlänge ($\geqq$ 0,3 m) Platz findet; zwischen Knie und Spitze $= \varepsilon : \sin\alpha$, hinter der Spitze so, dafs der Schienenanschlufs keine oder nur geringe Bearbeitung der sich berührenden Schienenfufsbreiten verlangt.

b) „Schienenherzstücke" mit eingelegter Stahlspitze (auf Grundplatte oder Eisenquerschwellen) vermeiden den Schienenstofs vor der Spitze und die durch Blockherzstücke bewirkte Ungleichartigkeit des Gestänges (Bayern, Württemberg, Gotthardbahn u. v. a., ferner durchweg in England und Nordamerika, jetzt auch in Preufsen als Norm eingeführt). Seit 1902 auch Herzstückspitzen mit zusammenlaufenden Pafsschienen von 18 mm Stegdicke verwendet, um ebenso den Stofs hinter dem Herzstück hinauszuschieben, wie dies in England allgemein geschieht. — Spurkranzrinne ε am Knie und zwischen Spitze und Flügelschiene 49 mm, nur am Auslauf durch Abrundung der Flügel sich erweiternd.

c) Herzstück mit einer beweglichen, durch Feder angedrückten Knieschiene in Nordamerika üblich, auch in Preufsen eingeführt (Musterzeichnung 1902).*)

Sog. Kletterweichen mit Uebersteigung der Schiene durch den Spurkranz bei der Weichenzunge und an Stelle des Herzstückes, also ohne Unterbrechung der Schienen des Hauptgleises, namentlich nach Blauels Anordnung**) zur Abzweigung von Anschlufsgleisen auf freier Strecke geeignet, aber kaum noch auf wichtigen Hauptgleisen vorhanden.

Abb. 48.



5. Zwangschiene oder **Radlenker** (Abb. 48) hat die (vom Knie bis zu erreichter Stärke der Herzstückspitze) fehlende Führung des einen Spurkranzes durch rückseitige Führung des anderen Rades zu ersetzen und so das erste Rad von der Spitze abzuziehen. Deshalb ist mafsgebend: die Entfernung der Zwangschienen-Leitkante von der Herzstückspitze = 1394 mm mit einer durch Abnutzung entstehenden zulässigen Verminderung um 4 mm (T V* § 40). Somit beide Zwangrinnen 41 mm weit auf 1 m Länge, der führungslosen Stelle des Herzstückes gegenüber, dann beiderseits bis auf 52 mm sich erweiternd und mit schlankem, etwa 0,25 m langem Auslauf endigend; demnach ganze Länge der Zwangschiene etwa 3,5 bis 3,7 m.

Höhe der Radlenker kann bis 50 mm (in Rücksicht auf Abnutzung der Schienen zuerst besser nur 40 mm) über die Fahrschiene hinaufreichen; Absteifung gegen diese durch gufseiserne Zwischenstücke. Zweckmäfsiges Radlenker-Profil (preufs. Norm.) Abb. 48; Gewicht des Radlenkers bei 3,5 m Länge 101,6 kg.

6. Querschwellen der Weichen aus Holz (Querschnitt 26 · 16 cm) oder Eisen, mit wechselnden Längen von 2,7 bis 6 m. Abb. 49

*) Eisenbahnbau d. Gegenw., Abschn. 3 S. 335.

**) Organ 1880 S. 171; 1898 S. 19. Ferner Glaser Ann. 1884 S. 122. Z. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1897 S. 607.

zeigt den Querschnitt der flufseisernen Weichenschwelle der preu
mit $F = 35,18$ qcm, $W = 33,53$ cm³ und $g = 27,6$ kg/m.
Schienenneigung wird in Weichen oft fortgelassen und der
strang nicht überhöht (T V. § 39; Grz. § 31).

7. **Gleiskreuzungen** (Abb. 57 auf S. 764). Der Radlen
bei spitzem Winkel (unter rd. 16°) eine führungslose Stelle
(diese z. B. bei 1 : 10 et
lang); besonders hier
Ueberhöhung der Radlenk
mäfsig (preufs. Norm. nu
um der Abnutzung de
stück - Fahrflächen Rech
tragen.

Abb. 49.

8. **Kreuzungsweichen**
u. 59 auf S. 764).
Kreuzungsweichen bean
mindestens 400 mm Lichtraum (preufs. Norm. 454 mm), einfach
mit der Hälfte auskommen, werden jedoch stets mit gleichem
wie die ersteren gebildet, um verschiedene Formen zu vermeid
durch bestimmt sich die Entfernung der Zungenspitze von de
matischen Herzstückspitze (bei 1 : 10 etwa 4,5 m, also von d
stückanfange oder Schienenstofse etwa 6 m). Die Zungenvorric
gleich der der Normalweiche, wodurch neue Formen vermieden
— Umstellung der doppelten Kreuzungsweichen entweder so,
nebeneinanderliegenden zwei Zungenpaare sich entgegengesetzt
— Kreuzschaltung —, oder in derselben Richtung — Parallels
Für Kreuzschaltung genügt ein Bock, für Parallelschaltung zw
erforderlich. Auch einfache Kreuzungsweiche kann auf beide
stellt werden. — Halbmesser zwischen den Zungenvorrichtungen
preufs. Norm. 245 m bei 1 : 10 und 230 m bei 1 : 9.

II. Geometrische Anordnung der Weichen

1. **Einfache Weiche** („Rechtsweiche" oder „Linksweiche")
Abzweigung aus geradem Gleise. Mafsgebende Gröfsen (s
Zungenvorrichtung durch die Zung
das Mafs i und den Winkel β be
stehen):

Abb. 50. (Rechtsweiche.)

1) Der beabsichtigte Weiche
(z. B. für ctg $\alpha = 10$ oder 9).

2) Der am Zungenende be
reichte Winkel β (Abb. 50).
bleibt zu überwinden zwischen Z
Herzstück der Winkel

$$\varphi = \alpha - \beta.$$

3) Die zur Bildung symmetrisc
stücke erwünschte gerade Länge
vor der mathematischen Herzs
(Schnittpunkt der Schienenleitkanten) (preufs. Norm. $g = 2,315$

Der Schienenstrang zwischen Zungenende und Herzstückanfang, dessen Länge im krummen und geraden Strange sich nur etwa um 50 bis 60 mm unterscheidet, soll aus einigen bestimmten Schienenlängen herstellbar sein.

Nach Abb. 50, worin die einfachen Linien die Leitkanten der Schienen darstellen, und nach Abb. 51 sei $s = 1{,}435$ m die Spurweite, i der Abstand der Leitkanten am Zungenende gleich Spurkranzrinne + Zungenkopfbreite (z. B. bei Schienen Nr. 6: $i = 65 + 58 = 123$ mm*); $s - i = 1{,}435 - 0{,}123 = 1{,}312$ m); ferner z_1 die Länge vom Stofs vor der Weiche bis zum Ende der Zunge und h die Länge der Herzstückschienen vor dem Schnitt der Leitkanten, dann ist bei der Normalweiche

$$i + R\,(\cos\beta - \cos\alpha) + g\,\sin\alpha = s,$$

$$R\,(\sin\alpha - \sin\beta) + g\,\cos\alpha = l.$$

Setzt man $(\cos\beta - \cos\alpha) = A$, $(\sin\alpha - \sin\beta) = B$, so ergibt sich

$$l = g\,\cos\alpha + (s - i - g\,\sin\alpha)\,\frac{B}{A} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

$$R = \frac{s - i - g\,\sin\alpha}{A} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

Man kann mit Hülfe der Zeichnung vorläufig g annehmen, damit l aus Gl. (1) und somit auch $l_1 = l - h$ ermitteln, indem h aus der Gestalt des Herzstückes bekannt ist oder (bei Anwendung des Schienenherzstückes) sachgemäfs festgesetzt wird:

$$h \geqq \text{Spurkranzrinne mal } 1/\sin\alpha + \text{halbe Laschenlänge.}$$

Diese vorläufig berechnete Länge l_1 wird dann durch Zusammensetzung aus Schienenlängen (mit Zwischenräumen) tunlichst passend gebildet und danach l genau festgestellt, sodann die genaue Länge von g aus Gl. (1) und der Halbmesser R aus Gl. (2) berechnet.

Abb. 51.

Ist dagegen R bereits festgesetzt, so ergeben sich g und l sofort aus den beiden ersten Gleichungen.

Die gerade Länge h_1 (Abb. 50 u. 51) von der mathematischen Herzstückspitze bis zum Herzstückende (Schienenstofs) würde ohne Bearbeitung der Anschlufsschienen von k mm Kopf- und f mm Fufsbreite (in mm) nahezu betragen:

$$h_1 = (k + f)\,\text{ctg}\,\alpha.$$

*) Ueber Bauart usw. der Weichenformen s. u. a. H. d. I.-W., Bd. V, Abt 3; desgl. Eisenbahnbau der Gegenwart, Abschn. 3. Für die geometrische Anordnung und Verwendung der Weichen: **Ziegler**, Weichenverbindungen, Erfurt 1901. — S. auch **Timpenfeld**, Weichen- und Gleisberechnungen, Leipzig 1904.

Bei preufs. Norm. ist diese Länge durch Bearbeitung der zusammenstofsenden Schienenfüfse um etwas gekürzt und beträgt für 6^d-Schienen 1460 mm bei 1 : 9 und 1 : 10, für 8^a-Schienen 1460 und 1490 mm.

Die ganze Weichenlänge, vom vorderen Schienenstofse bis zum Ende des Herzstückes, ist (Abb. 52)

$$W = z_1 + l + h_1 = a + b,$$

worin z_1 die Länge vom Weichenanfange (Schienenstofs vor der Zungenspitze) bis zum Zungenende bezeichnet; (preufs. Norm. 6,34 m bei 1 : 9 und 7,08 m bei 1:10 für 8^a-Schienen). Der Schnittpunkt der rückwärtig verlängerten Herzstückgeraden (in der Mittellinie der Gleise gedacht) heifst der Knotenpunkt der Weiche.

Bei preufs. Norm. folgen hinter dem Herzstücke noch „Pafsschienen" für jede Richtung, um am Ende der Aufsenschienen wieder beide Schienenstöfse jedes Gleises in Uebereinstimmung zu haben und von da an beide Gleise unabhängig voneinander weiterführen zu können, wenn dies wegen anderer Abzweigungen nötig ist. Andernfalls folgen noch einige ganz durchgehende Weichenschwellen. — Bei der Herzstückspitze aus zusammenlaufenden Schienen fällt der Stofs hinter der Spitze weg; die Pafsschienen selbst bilden die Spitze (Pr. N. 1902).

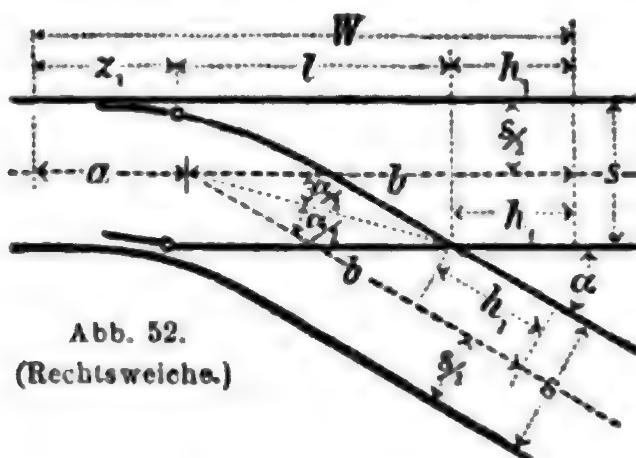


Abb. 52. (Rechtsweiche.)

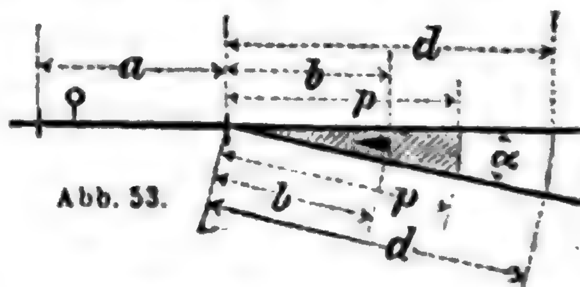


Abb. 53.

Das Mafs p (Abb. 53) vom Knotenpunkt der Weiche bis zum Ende der Pafsschiene ist stets frei von anderen Weichen zu halten. Erst dann kann eine neue Abzweigung erfolgen, d. h. mit dem Mafs a beginnen.

Mittellinien der Normalweiche (Abb. 52 u. 53):

$b = \frac{1}{2} s \operatorname{ctg} \frac{1}{2}\alpha + h_1$; nahezu: $b = 1{,}6 \operatorname{ctg} \alpha$ in m; $a = W - b$.

$p = b +$ Pafsschienenlänge. Das Mafs d vom Knotenpunkt bis zum Sperrzeichen s. unter 3.

Spurerweiterung in der Weichenkrümmung bis 30 mm gestattet (B O. § 9³; T V.* § 2; Grz. § 2), beispielsweise 15 mm im mittleren Teile der Krümmung (preufs. Norm.), vor dem Herzstücke wieder auslaufend (T V. § 40). In England keine Erweiterung.

Krümmungshalbmesser $\geq$ 180 m für Weichenbogen, die von ganzen Zügen durchfahren werden; für Ein- und Ausfahrweichen in Hauptgleisen gröfser (T V. § 39), bei rascher Fahrt 300 bis 500 m erwünscht, s. 2 f. Bei der Normalweiche 1 : 10 mit gekrümmten Zungen 270 m erreichbar. (Preufs. Norm. 500 bei 1 : 14, 245 bei 1 : 10, 190 bei 1 : 9.) — Für Lokalbahnen Grz. § 22 u. 31. Für Verschiebebahnhöfe 140 m bei 1 : 7 zulässig (preufs. Norm. 1903).

2. Andere Weichenformen mit gleicher Zungenvorrichtung.

a) Einfache und doppelte Kreuzungsweiche ohne neues Herzstück (Abb. 58 u. 59, S. 764).

b) Doppelweiche unter Anwendung zweier Herzstücke der einfachen Weiche und eines unsymmetrisch liegenden Mittelherzstückes (Abb. 63, S. 765).

c) Zweibogenweiche (Abb. 64, S. 765); entsteht aus b) durch Fortnahme des geraden Stranges.

Die Unsymmetrie ist gewählt zur Vermeidung neuer Zungenformen und Verwendung der Teile von b).

d) Einseitige (verschränkte) Doppelweiche (Abb. 65, S. 765) mit zwei Normal-Zungenvorrichtungen der Weiche 1 : 9, mit zwei Normalherzstücken 1 : 10 und einem Mittelherzstück 1 : 8 erspart bei Entwicklung vieler Gleise erheblich an unnutzbarer Gleislänge und Raum. Preufs. Norm 1902. S. Ziegler, Fufsnote S. 761.

e) Innen- oder Aufsenbogenweichen (Abb. 66 bis 73), neuerdings häufiger, namentlich für in Krümmung liegende Bahnhofsteile, die von Zügen durchfahren werden. Pr. N. seit 1903: Halbmesser des Stammgleises 500, 750 und 1000 m, des nach innen ablenkenden Stranges 170, 190 und 255 m, des nach aufsen ablenkenden 600, 400 und 400 m. Weichenwinkel 1 : 10, bei 1000 m 1 : 11. — Bei den Innenbogenweichen 1 : 14 hat das Stammgleis 750 und 500 m Halbm., die Abzweigung 300 und 250 m. — Zungen federnd.

3. **Sperrzeichen** (Merkzeichen). Auf Bahnhöfen ist zwischen zusammenlaufenden Gleisen da, wo der Abstand der Gleismitten 3,5 m beträgt, ein deutlich erkennbares Merk- oder Sperrzeichen erforderlich, bis zu dem höchstens Wagen auf einem Strange stehen dürfen, ohne die Durchfahrt im anderen zu gefährden. (T V. § 42; Grz. § 33.)

Bei Anschlufsgleisen auf freier Strecke ist das Sperrzeichen da anzubringen, wo der Gleismittenabstand 4 m beträgt (T V. § 31). Hiernach ist also (Abb. 53) $d = 3{,}5 \operatorname{ctg} \alpha$ oder $d = 4 \operatorname{ctg} \alpha$ in m.

4. Weichen in Hauptgleisen müssen so eingerichtet sein, dafs auch bei falscher Weichenstellung ein Ablaufen der Fahrzeuge von den Schienen ausgeschlossen ist (T V.* § 40). Für Lokalbahnen gilt die vorstehende Bestimmung über die Bauart der Weichen nur dann, wenn $V \geqq 20$ km/st ist (Grz. § 32).

III. Mittellinien der gebräuchlichsten Formen für Gleispläne.

1. Die **einfache Weiche** (Rechtsweiche Abb. 54; Linksweiche Abb. 55). Uebliche Weichenwinkel namentlich $\operatorname{ctg} \alpha = 10$ und $\operatorname{ctg} \alpha = 9$*); für Verschiebebahnhöfe und Nebenbahnen auch wohl $\operatorname{ctg} \alpha = 8$ (Baden 1904 mit 165 m Halbm.) und sogar 7 mit 140 m Halbm. (Preufs. Norm. 1903.) Mögliche (abgerundete) Längenmafse (in m) unter Annahme gekrümmter Zungen:

*) Preuß. Norm. auch $\operatorname{ctg} \alpha = 14$ (1908).

ctg α = 8	9	10	11	12
α = 7° 7′ 30″	6° 20′ 25″	5° 42′ 38″	5° 11′ 40″	4° 45′ 49″
W = 24,0	25,5	27,5	29,0	31,5 m
a = 11,0	11,0	11,5	11,5	11,5 »
b = 13,0	14,5	16,0	17,5	20,0 »
R = 165	210	270	350	400 »

Mafse der preufs. Norm für Schienen 8a.*)

ctg α = 10; **a** = 10,93; **b** = 15,88; **p** = 19,19; R = 245.
ctg α = 9; **a** = 9,43; **b** = 14,42; **p** = 17,59; R = 190.

Dsgl. für Schienen 6d.*)

ctg α = 10; **a** = 10,93; **b** = 15,85; **p** = 19,09; R = 245.
ctg α = 9; **a** = 9,33; **b** = 14,42; **p** = 17,59; R = 190.
ctg α = 7; **a** = 7,67; **b** = 11,35; **p** = 12,93; R = 140.

Abb. 54.

Abb. 55.

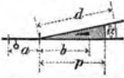


Abb. 56.

2. **Einfache Gleisverbindung** zwischen Parallelgleisen im Abstande **w** (Abb. 56). Ganze Länge = **w** ctg α + 2 **a**; Länge zwischen den Knotenpunkten = **w** ctg α; Entfernung **d** vom Knotenpunkte bis zum Sperrzeichen = 3,5 ctg α in m. Bei einem Gleisabstande von **w** = 4,5 m ist

für ctg α =	7	8	9	10	11	12
w ctg α =	31,5	36,0	40,5	45,0	49,5	54,0 m
d =	24,5	28,0	31,5	35,0	38,5	42,0 m.

Abb. 57.

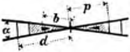


Abb. 58.

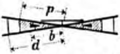
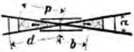


Abb. 59.



3. **Gleiskreuzung** unter dem Winkel α (Abb. 57).

4. **Kreuzungsweiche,** unter dem Winkel α: einfache, Abb. 58; doppelte, Abb. 59. Bei Hauptbahnen ctg α ≧ 9, vgl. S. 763. — **Weichenverschlingung** „links" und „rechts" (Abb. 60 u. 61), die ohne Veränderung der Lage der anschliefsenden Gleise den späteren Ausbau zur vollen Kreuzungsweiche gestattet.

*) Für das Entwerfen von Gleisplänen in 1 : 1000 genügen folgende Abrundungen bei (8a- und 6d-Schienen): ctg α = 10; **a** = 11; **p** = 19; **w** = 30 m,
ctg α = 9; **a** = 9,5; **p** = 17,5; **w** = 27 m,
ctg α = 7; **a** = 8; **p** = 13; **w** = 21 m.

Zu 3. und 4. Gröfsen b, p und p bei den preufs. Norm. wie oben zu 1 und 2. Auch für krumme Gleise ($R = 500$ m) versuchsweise ausgeführt.

Abb. 60.

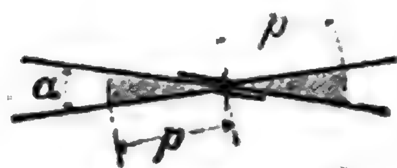


Abb. 61.

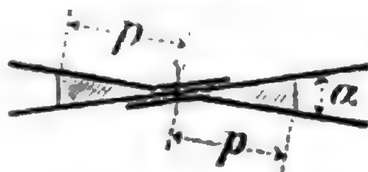
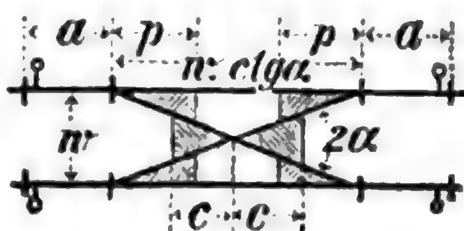


Abb. 62.



5. **Doppelte Gleisverbindung** oder **Weichenkreuz,** Abb. 62, symmetrisch anzuordnen. Zweckmäfsig nur für $w \geqq 4{,}2$ m zu verwenden.

$c = {}^1/_2\, s \operatorname{ctg} \alpha + h$; bei $\operatorname{ctg} \alpha = 10$ ist c etwa $= 8$ m.

6. Zweiseitige **Doppelweiche,***) Abb. 63. $c = 9{,}5$ und $11{,}0$.

Für das Entwerfen von Gleisplänen (in 1 : 1000) genügt die Abrundung der Längenmafse auf halbe Meter. Man braucht hierzu für die **Doppelweichen** beider Schienenformen nur die **runden** Mafse zu merken:

$\operatorname{ctg} \alpha = 10$; $a = 11$; $c = 11$; $b = 16$; $p_1 = 19$;
$\operatorname{ctg} \alpha = 9$; $a = 9{,}5$; $c = 9{,}5$; $b = 14{,}9$; $p_1 = 18$;
$\operatorname{ctg} \alpha = 7$; $a = 7{,}7$; $c = 6{,}9$; $b = 11{,}4$; $p_1 = 13$.

Abb. 63.
(Nr. 6. Doppelweiche rechts.)

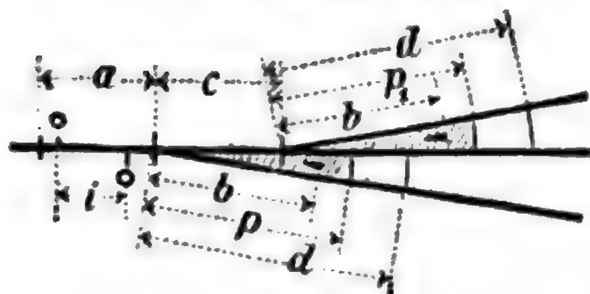
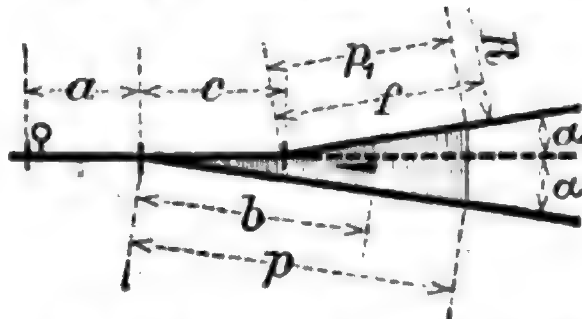


Abb. 64.
(Nr. 7. Zweibogenweiche rechts.)

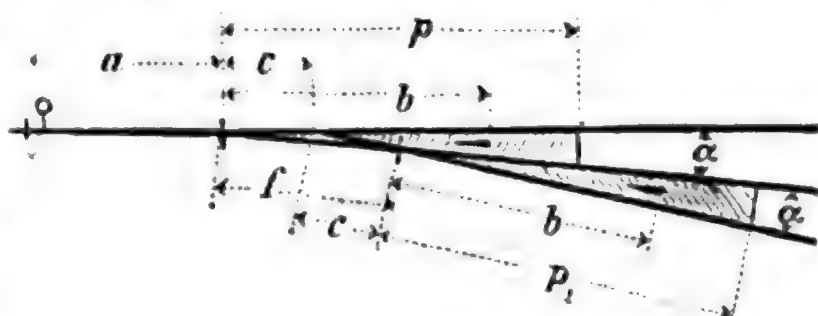


Dazu noch $p = 28$ und 27 für 1 : 10; $p = 24{,}5$ für 1 : 9. Ebenso für die Zweibogenweichen: a und c wie bei den entsprechenden Doppelweichen, im übrigen $b = 12{,}5$ und $p = 18{,}5$ für 1 : 10; $b = 11{,}5$ und $p = 16{,}5$ für 1 : 9.

7. **Zweibogenweiche***) (Abb. 64).

8. Die **einseitige Doppelweiche** (Abb. 65). Mittelherzstück 1 : 8; beide Zungenvorrichtungen gleich denen der preufs. Norm. 1 : 9, jedoch $\operatorname{ctg} \alpha = 10$. Abstand der Weichenanfänge 10,00 m.**)

Abb. 65.
(Nr. 8. Einseitige Doppelweiche rechts.)



9. Die **Bogenweichen.**

---

*) Bei Nr. 6 u. 7 wird das Mittelherzstück in der Krümmung ohne Gerade ausgeführt.

**) Preufs. Norm. 1902. Hierbei darf ctg α nicht gröfser sein als 10, weil sonst R zu klein wird.

Die Mittellinien der z. Zt. bei den Preufs. Staatsbahnen vorhandenen Bogenweichen sind aus Abb. 66 bis 73 zu ersehen. In Abb. 66 bedeuten *ab* und *bc* die Tangenten an dem mit 500 m Halbm. gekrümmten Stammgleis. *de* ist die Tangente an der Mittellinie des Zweiggleises gegenüber der Herzstückspitze. Die Abb. 67 bis 73 sind ebenso zu verstehen. Die Verwendung für Gleispläne ist hiernach einfach.

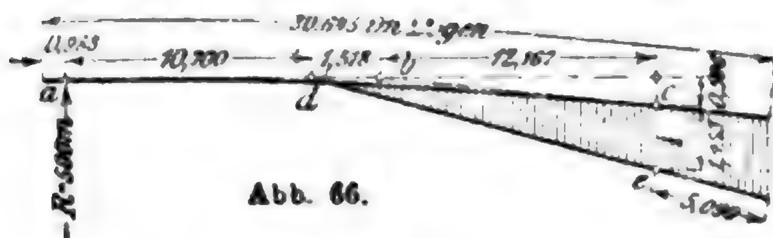


Abb. 66.

Abb. 67.

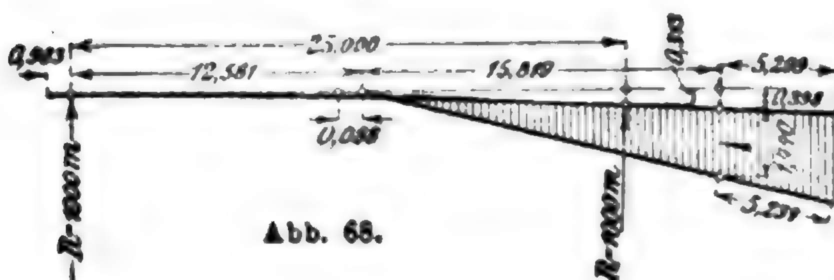


Abb. 68.

Abb. 69.

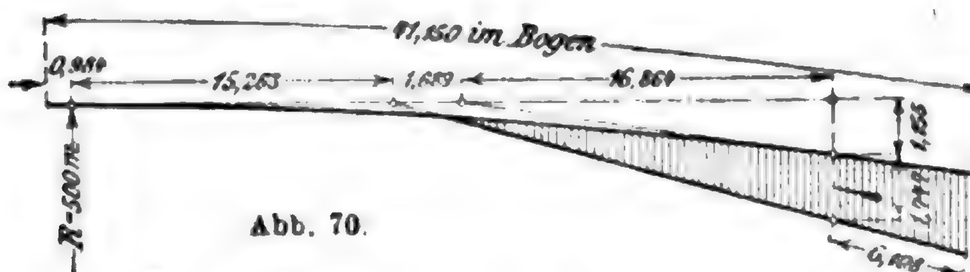


Abb. 70.

10. **Praktische Regel:** Man zeichne die Weichenmittellinien im Mafsstabe des Gleisplanes (1 : 1000 oder 1 : 500) nach vorstehenden Angaben, jedoch mit reichlich verlängerten Schenkeln und mit genau richtigen Winkeln auf Pausleinwand, schiebe diese so über die krummen Gleise, dafs die erforderlichen Längen der Mittellinien als Tangenten möglich werden, und übertrage sie in dieser Lage mittels Durchstechens. Nötigenfalls folgt dann die Rechnung. Für das Entwerfen von Gleisplänen genügt es (bei Winkelgröfsen bis etwa 1/9) fast immer, mit Gleichsetzung von sin, tg und arc zu rechnen, so dafs die Umsetzung in Grade und Minuten sowie die Benutzung der Tafeln usw. — namentlich bei Anwendung des Rechenstabes — überflüssig wird. Unbekannte oder schwer zu berechnende Winkel können durch die Zeichnung in der angegebenen Weise hinreichend genau mittels Messung der tg auf der Zeichnung gefunden und, so festgesetzt, der weiteren Rechnung zugrunde gelegt werden. Erst für die Absteckung wird in schwierigen Fällen die Herstellung eines besonderen Weichenplanes (1 : 500) und genauere Rechnung erforderlich.

11. Allgemeines zu 1 bis 10.

Die Längenmafse ändern sich bei anderer Bauart für dieselben Weichen **winkel** nur unbedeutend; solange sie gleich bleiben, genügt deshalb die Innehaltung der vorstehenden abgerundeten Zahlen (namentlich mit Einschlufs der Pafsschienen) beim Entwerfen der Gleispläne für alle Fälle, um zu grofse Annäherung der Weichen zu verhüten. Bei den genauen Absteckungsplänen sind diese Längen den Weichen- und Schienenlängen anzupassen. — Auch für etwas steilere Weichenwinkel können vorstehende Längenmafse, dann als jedenfalls reichlich, vorläufig benutzt werden. Dagegen sind die Richtungen stets durchaus genau zu zeichnen und die Schnittpunkte der Mittellinien (Knotenpunkte) von Weichenstrafsen mit Parallelgleisen stets durch Abmessung von w ctg α bzw. nw ctg α sorgfältigst festzulegen (w = Gleisabstand, n = Zahl der Parallelgleise gleichen Abstandes). Wie die einfachen Weichen können auch die Kreuzungsweichen bogenförmig gebaut werden. Dies ist in Deutschland bisher erst versuchsweise geschehen. Wertvoll für die Durchführung gleichmäfsiger Krümmung.

Abb. 71.

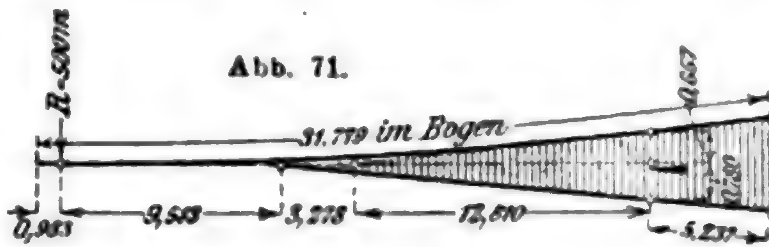


Abb. 72.

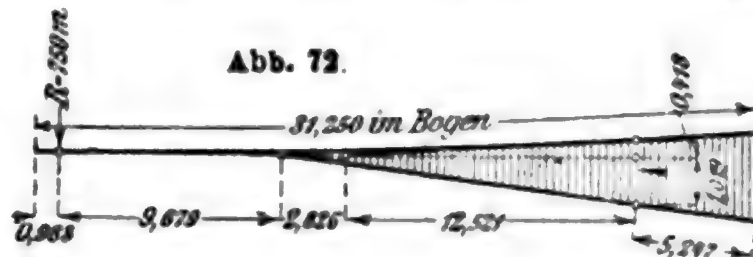
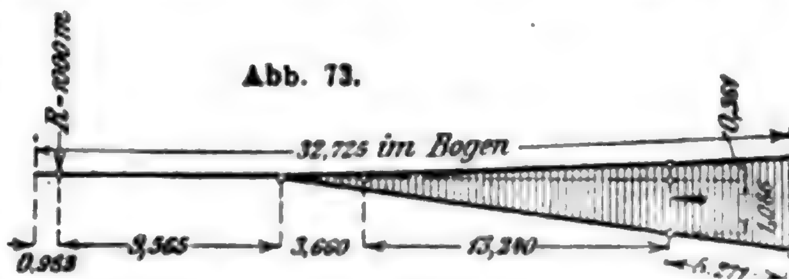


Abb. 73.



d. Wegübergänge.

I. Allgemeine Bestimmungen.

(TV. § 19 bis 21, 151 u. 152, BO. § 18, 46 u. 49, Grz. § 15.)

Wegübergänge in Schienenhöhe bei Hauptbahnen sind mit Schranken zu versehen, bei Nebenbahnen bei $V > 40$ km/st oder lebhaftem Landverkehr oder Unübersichtlichkeit der Bahn vom Wege aus, bei Lokalbahnen nur bei besonders starkem Verkehr. Diese müssen in jeder Stellung $\geqq 0{,}5$ m von der Umgrenzung des freien Raumes abstehen.

Fernbediente (Zug-) Schranken sollen vom Wärterstande aus übersehbar sein. Bei Entfernungen > 50 m sind sie nur für Ueberwege mit schwächerem Verkehr gestattet.

An Ueberwegen für Fufsgänger Drehkreuze oder andere in gleicher Weise sichernde Verschlüsse zulässig.

Warnungstafeln dort, wo Fuhrwerke und Tiere halten müssen, wenn die Schranken geschlossen sind oder ein Zug sich nähert.

Kennzeichen für den Lokomotivführer in angemessener Entfernung vor unbewachten Wegübergängen bei Neben- und Lokalbahnen.

Beleuchtung der Schranken an Haupt- und Nebenbahnen im geschlossenen Zustande bei Fernschlufs stets, sonst nur für wichtigere Wege erforderlich.

II. Anordnung der Wegübergänge.

Winkel zwischen Gleis- und Wegachse tunlichst nicht unter 30°. Ausfüllung des Raumes zwischen den Schienen ohne Wölbung. Aufser-

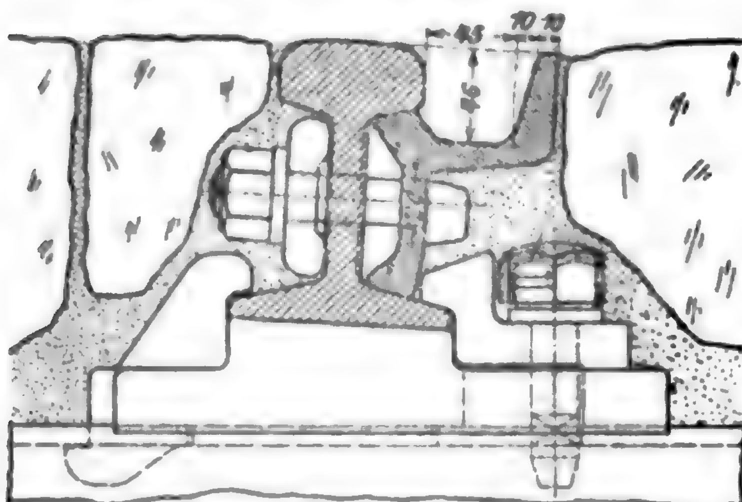
halb der Schranken eine (fast) wagerechte Strecke Weges g Länge des gröfsten Fuhrwerkes mit Deichsel (8 bis 10 m) r namentlich bei starkem Gefälle des Weges zur Bahn hin.

Uebliche Weite der Schranken für Feldwege etwa 5 m, strafsen auf dem Lande 6 bis 8 m, für städtische Strafsen bis voller Breite.

III. Oberbau der Wegübergänge.

Mafse der Spurrinne S. 723, Einschränkung auf 45 r bei Anwendung von Zwangschienen zulässig (B O. § 11⁵).

Abb. 74.



Ausführung: I zwischen den Schie rinne gebildet dur deres Rilleneisei kleine, entsprechen Steine; oder Ausfül Steinschlag. Zur I genügender Höhe f werden die Quer entsprechend tiefer die Schienen mitt gelegter Futterklöt vertieften Eisenque mittels gufseiserne stühle (Abb. 74) t

Bei Steinschlag genügt Einfahren der Spurrinne durch motive.

IV. Ausführung der Schranken.*)

1. **Schiebe- und Rollschranken.** Rundbaum von 10 Durchm. bei 5, auch 6 m Weite; mit Mittelstütze bis doppel Hochkantige Diele bis 8 m weit, zwischen Leitrollen laufen leichtes Eisengitterwerk bis 15 m weit; Höhe = $^1/_{25}$ der Weit

Hohe Rollschranken, durch Laufrollen auf Steinschwelle od unterstützt, zur Verhinderung des Durchkriechens; meist von I

2. **Drehschranken** (mit wagerechter Drehung; Nachte verbrauch beim Drehen, Erschwerung durch Gegenlehnen von M

a) Einlegeschranken für untergeordnete und vorüb Zwecke.

b) Dreh- und Torschranken, auch vollständige Gittert teilig mit Gegengewicht bis 6 m; ohne solches mit Strebe mit Spannstangen bis 6 m. Zweiarmig doppelt so weit.

c) Schlupfpforten, Drehkreuze usw. für Fufsgänger.

3. **Schlagschranken** (mit senkrechter Drehung). Gleicl lage am besten senkrecht (bes. bei städtischen Strafsen), es ge auch 60 bis 75⁰ Neigung. — Mechanische Verbindung zwis beiderseitigen Schranken mittels Winkelhebel und Stangen, t Rollen und doppelten Drahtzügen. — Ausfüllung des Raumes

*) H. d. I.-W., Teil V. Bd. 6.

Schlagbaume aus senkrechten, unten verbundenen, in Oesen am Schlagbaume hängenden Drähten gegen Durchkriechen.

4. **Kettenschranken** haben den Vorteil geringsten Zeitaufwandes beim Niederlassen und Anziehen, aber den Nachteil schlechter Sichtbarkeit trotz Beleuchtung.

5. **Versenkte Gelenkschranken** verlangen sorgfältige Bedienung; Reinhaltung der Vertiefung schwierig, zumal bei Schneefall.

6. **Fernschlufs-Einrichtungen** (Zugschranken) haben folgende Anforderungen zu erfüllen:

α. Läuten vor Schlufs mufs hinreichend lange und sicher erfolgen.

β. Möglichkeit des Oeffnens von Hand, ohne Rückschlagen, aber zugleich so, dafs es vom Wärter sicher durch Schallwirkung (Glocke oder Klappern der Sperrklinke) bemerkt wird und dieser die Schranke wieder schliefsen kann.

γ. Bei Reifsen des Drahtes mufs sich die Schranke schliefsen; sie darf jedoch dabei nicht plötzlich zuschlagen.

e. Schutzanlagen.

a. Grenzschutzstreifen von 0,5 bis 1 m Breite neben den Einschnitts- und Dammböschungen gegen Benutzung des Nachbargeländes; von gröfserer Breite (2 m und mehr) bei Torfstichen usw.

b. Einfriedigungen, wo die Gestaltung der Bahn oder gewöhnliche Bahnbewachung nicht ausreicht. Bei Wegen, die gleich hoch oder höher liegen, sind Schutzwehre erforderlich, bei Nebenbahnen nur an gefährdeten Stellen und wenn $V > 40$ km/st. Unter Umständen genügen Gräben mit Seitenaufwurf (B O. § 18; T V. § 23).

Hecken etwa 1,2 m hoch. — Zäune aus Holz, Eisen (vielfach Draht, etwa 4 mm stark) oder Stein.

c. Feuerschutz.*) Feuer entsteht durch Funkenauswurf in Waldungen immer nur bei trockenem Gras, Gestrüpp u. dgl. Den besten Schutz dagegen gewährt ein mit dichtem Wald (immergrüne Kiefern und Fichten) bestandener Schutzstreifen von 12 bis 15 m Breite, der am Boden von leicht brennbaren Stoffen freigehalten und beiderseits durch Wundstreifen (an Bahnseite 1 m, an Waldseite 1,5 m breit, in 20 bis 40 m Abstand durch gleiche Querstreifen von 1 m zu verbinden) begrenzt wird. Breite freigelegte Streifen sind zu vermeiden, weil sie die Wirkung des Windes und damit das Funkentreiben verstärken.

Vgl. auch die Preufs. Polizeiverordnung betr. Gebäude S. 724.

d. Schneeschutz.**) Im allgemeinen erforderlich bei Einschnitten bis etwa 4 m Tiefe. Mittel gegen Schneeverwehung sind: Vermeidung flacher Einschnitte, sehr flache Böschungen (1 : 4 bis 1 : 5) oder besondere Schneeschutzwehren, u. zw. Schneedämme, Schneezäune oder dichte Hecken, wenigstens 1,3 bis 2 m hoch, um das 4- bis 5fache der Höhe von der Böschungskante entfernt und über die Enden des Einschnittes hinaus verlängert. Auch bewegliche Schneewehren, zeitweise aufgestellt.

e. Schutz gegen Lawinen und Steinschläge im Hochgebirge. Mittel: Verhinderung der Lawinenbildung im Anbruchgebiet (Zäune,

*) Kienitz, Mafsregeln zur Verhütung von Waldbränden, Berlin 1904.

**) Schubert, Schneewehen und Schneeschutzanlagen, Leipzig 1903.

Bannwälder), Herrichtung von Ablagerungsflächen oberhalb der Bahn, Leitwerke zur Ablenkung von der Bahn und Schutzdächer oder -gewölbe zur Ueberleitung über die Bahn.

f. **Schutzmauern** in Gegenden mit häufigen starken Stürmen.

3. Bahnhofsanlagen.*)

a. Gliederung der Bahnhofsanlagen und Grundformen.

Die Bahnhofsanlagen gliedern sich in **Verkehrs-** und **Betriebsanlagen**.

Erstere zerfallen in Anlagen

1. für den Personen-, Eilgut- und Postverkehr,
2. für den Güterverkehr mit Unterteilung für
   a) Stückgutverkehr (Güterschuppen und Rampen),
   b) Wagenladungsverkehr (Freiladegleise, Rampen usw.),
   c) Viehverkehr (Rampen, Buchten, Stallungen usw.),
   d) Anschlufsverkehr,
   e) besondere Zwecke, namentlich Gruben- und Hafenverkehr.

Die Betriebseinrichtungen werden eingeteilt in

1. Anlagen für die Zugbildung, u. zw. a) Abstellanlagen für den Personenzugdienst und b) Verschiebeanlagen für den Güterzugdienst,
2. Anlagen für den Lokomotivdienst,
3. Werkstattanlagen.
4. Sonstige Anlagen, z. B. für Beleuchtung der Bahnanlagen und Fahrzeuge, Lagerstellen für Bahnunterhaltungsstoffe usw.

Nach **Lage der Bahnhöfe** zum Bahnnetze sind zu unterscheiden:

1. Endbahnhöfe (Ausgang- und Endpunkt eines regelmäfsigen Zugbetriebes),
2. Zwischenbahnhöfe (B. an einer durchgehenden Linie),
3. Anschlufs- oder Trennungsbahnhöfe (Abzweigpunkt einer Linie aus einer anderen),
4. Uebergangsbahnhöfe (B., die mehreren einen Ort berührenden Linien gemeinschaftlich dienen, ohne oder mit regelmäfsigem Uebergang von Wagen oder ganzen Zügen von einer Linie auf die andere).

Gleise der verschiedenen Strecken im Bahnhof meist in gleicher Höhe. Liegen bei sich schienenfrei kreuzenden Bahnen die Bahnsteige unmittelbar an der Kreuzungsstelle, also in verschiedener Höhe, so können sie durch Treppen zu einer Brücken- oder Turmstation verbunden werden.

Verbindungen der Formen 1 bis 4 nennt man Knotenpunkte im Bahnnetz.

Nach der **Grundrifsform**, bedingt durch Lage der Hauptgleise gegen die Bahnsteige und das Empfangsgebäude, unterscheidet man namentlich bei den Anlagen für den Personenverkehr

Kopf-, Durchgangs-, Keil- und Inselform.

1. Kopfform mit stumpfer Endigung der Hauptgleise und mit diesen vorgelagertem oder seitlich angeordnetem Empfangsgebäude ist zweckmäfsig als Endstation, wenn eine Weiterführung der Bahn ausgeschlossen

*) Eisenbahnbau der Gegenwart, Abschn. 3.; H. d. I.-W. V Teil, 4. Bd, 1. u. 2. Abt. — Cauer, Personenbahnhöfe

ist (die meisten Fernbahnhöfe in Grofsstädten). Für Zwischen-, Anschlufs- und Knotenpunktbahnhöfe Kopfform nur, wenn es anders nicht möglich ist, tief genug in die Städte einzudringen. — Bei Zwischenbahnhöfen Durchgangsform in Verbindung mit Kopfform (Zungenbahnsteige) für daselbst endigende Zweigbahnen häufig.

Bei Stadtbahnen nur mit Personenverkehr unter Umständen Endstation mit schleifenförmiger Umkehrung des Hauptgleises zur Vermeidung des Umsetzens der Lokomotiven der in unveränderter Zusammensetzung zurückfahrenden Züge (Schleifenform).

Gröfsere Stückgut-, Rohgut- und Hafenbahnhöfe werden fast immer in Kopfform gebaut. Auch Abstell- und Verschiebebahnhöfe können in Kopfform angeordnet werden, letztere aber meist nur, wenn örtliche Gründe dazu zwingen.

2. Durchgangsform mit durchgehender Hauptgleisanordnung bildet die Regel für Zwischenbahnhöfe. Dieselbe Form mit mehrfachen Zwischenbahnsteigen und schienenfreien Zugängen von dem Empfangsgebäude auch für Anschlufs- und Uebergangsbahnhöfe. — Empfangsgebäude meist seitlich der Bahnsteige, aber auch quer über oder unter den Gleisen, unter Umständen einzelne Räume (für Fahrkarten, Gepäck) in an der Zufahrtstrafse liegendem Vorgebäude und Warte- und sonstige Diensträume in besonderen Gebäuden auf den Bahnsteigen.

3. Keilform geeignet für Anschlufs etwa gleichwertiger Bahnen; Empfangsgebäude in dem von den zusammenlaufenden Bahnen gebildeten Zwickel.

4. Inselform eignet sich für Anschlufs- und Uebergangsbahnhöfe; Empfangsgebäude von den Bahnen umschlossen. Zugang schienenfrei mittels Unter- oder Ueberführungen zur Giebelseite des Gebäudes wie bei Keilform oder mittels Fufsgängertunnel von einer Langseite aus (in diesem Falle oft Vorgebäude aufser dem Inselgebäude).

Allgemeine Bestimmungen über Bahnhofsanlagen sind enthalten in BO. § 6, 12, 13, 14; TV. § 34 bis 87; Grz. L. § 28 u. 29; A. f. S. (für Preufsen).

Unter „Stationen" sind nach BO. § 6 zu unterscheiden:

1. „Bahnhöfe" als Stationen mit mindestens einer Weiche für den öffentlichen Verkehr.

2. „Haltepunkte" als Stationen ohne Weichen für den öffentlichen Verkehr.

Zugfolgestellen sind alle Betriebstellen, die eine Blockstrecke begrenzen. Zugfolgestellen aufserhalb der Bahnhöfe heifsen Blockstellen. Eine solche kann zugleich Haltepunkt sein.

b. Längen-, Richtungs- und Neigungsverhältnisse.

Als **kleinste Entfernung** der Zugfolge- sowie der Ausweichstellen eingleisiger Bahnen kann vom R. E. A. 8 km verlangt werden (BO. § 14).

Soweit solche Ausweichstellen nicht für den öffentlichen Verkehr nutzbar zu machen sind, ist die Möglichkeit ihrer Herstellung dadurch zu sichern, dafs an der betreffenden Stelle der Bahnkörper und die Bettung in einer für die Ausweichgleise ausreichenden Breite angelegt werden (BO. § 14).

Nutzlänge der Ein-, Ausfahr- und Ueberholungsgleise, begrenzt durch die Sperrzeichen der Weichen (S. 763) oder durch Ausfahrsignale, ist für die längsten, die anschliefsenden Strecken befahrenden Züge zu bemessen. Zulässige Achsenzahl eines Zuges S. 719. Die durchschnittliche Zuglänge kann für die Wagenachse bei Personenzügen zu 4,5 bis 5 m, bei Güterzügen zu 4,2 bis 4,5 m angenommen werden; dazu eine oder zwei Lokomotiven nebst Tender zu i. M. 20 m. Danach für 120 Achsen starke Züge etwa 610 m, bei vielen Stroh-, Heu- und Holz-

ladungen bis 650 m. Bei Ein- und Ausfahrgleisen sowie Aufstellgleisen für geschlossene Züge, namentlich auch bei Ausweichstellen eingleisiger Bahnen ist (nach BO. § 14) für einen (110 Wagenachsen enthaltenden) Militärzug auf 550 m, für einen halben Zug auf 290 m nutzbare Gleislänge zu rechnen.

Bahnhöfe mit Kreuzungs- und Ueberholungsgleisen sind in **gerader Linie** oder wenigstens so anzulegen, dafs an beiden Enden genügend lange Gerade oder schwache Krümmung für Weichenentwicklung vorhanden ist (TV. § 36). Im übrigen **Krümmungshalbmesser** der mit voller Geschwindigkeit durchfahrenen Hauptgleise nicht kleiner als auf freier Strecke (S. 724); bei Gegenkrümmungen $\geqq$ 500 m, womöglich 5000 m. — Zwischengerade der Gegenkrümmungen S. 742. Halbmesser von Nebengleisen, wenn sie von Hauptbahnlokomotiven durchfahren werden, abgesehen von Weichenkrümmungen, $\geqq$ 180 m, sonst $\geqq$ 140 m. Wo nur Lokomotiven mit $\leqq$ 3 m und Wagen von $\leqq$ 4,5 m festem Radstand verkehren, darf der Halbmesser bis auf 100 m herabgehen.

Gröfste zulässige Neigung der Bahnhofsgleise zwischen den Sperrzeichen der Endweichen nach TV. § 36 und BO. § 7 2 5 $^0/_{00}$, erwünscht wagerechte Länge wenigstens auf gröfste Zuglänge.

Für Lokalbahnen empfiehlt Grz. § 28 ebenfalls 2,5 $^0/_{00}$, sofern nicht sämtliche Fahrzeuge der Strecke bremsbar eingerichtet sind (Zahnstangen- und elektrische Bahnen).

Endweichen dürfen in die stärkere Neigung der anschliefsenden freien Strecke eingreifen, dabei tunlichst nur so zu legen, dafs Talfahrt der Züge gegen die Spitze ausgeschlossen bleibt. Weichen sind in der Ausrundung eines nach oben konvexen Neigungswechsels zu vermeiden; vielmehr zwischen Endpunkt der Abrundung und Weichenspitze alsdann $\geqq$ 6 m Gleislänge erforderlich.

Ausziehgleise, Verteilungsweichen und -gleise auf Verschiebebahnhöfen können auch in stärkeren Neigungen als 2,5 $^0/_{00}$ liegen (S. 778).

Ausrundung der Gefällwechsel vor Bahnhöfen mit $\geqq$ 2000 m Halbmesser (BO. § 10).

c. Anordnung der Gleise und Gleisverbindungen.

Als Grundlage für die Gesamtanordnung der Gleise ist ein Betriebsplan aufzustellen an der Hand der Fahrpläne, der Bestimmungen über die Einteilung und Zusammensetzung der Züge und unter Berücksichtigung der Stärke des Verkehrs. Zum Betriebsplan gehört eine Bahnhofsfahrordnung (BO. § 53[3]), die für jeden Zug und jede Lokomotivfahrt Vorschriften für die Benutzung der Gleise und für die Fahrwege enthält. Auch ist festzusetzen, wie und wohin Züge oder Wagen abgestellt und wie die Ortsgut-, Eilgut- und Postanlagen bedient werden. Die hieraus sich ergebende Besetzung der Gleise wird zweckmäfsig bildlich dargestellt (Gleisbesetzungsplan). — Es sind Hauptgleise die von geschlossenen Zügen im regelmäfsigen Betriebe befahrenen Gleise mit Ausnahme der nur von einzeln verkehrenden Lokomotiven befahrenen (BO. § 6). Hierzu gehören also auch die Personen- und Güterzug-Ueberholungsgleise. Die Hauptgleise der freien Strecke und ihre Fortsetzung durch die Stationen sind durchgehende Hauptgleise. Alle anderen Gleise sind Nebengleise, sie werden ihrer Zweckbestimmung entsprechend als Abstell-, Aufstell-, Lade-, Auszieh-, Verschiebe-, Lokomotiv- usw. -gleise bezeichnet.

Bei **Zusammenlauf und Kreuzung verschiedener Bahnen** sind die Gleisanlagen so zu gestalten, dafs gleichzeitiger Einlauf von allen Richtungen gefahrlos ist; demnach Ueberkreuzung regelmäfsiger Zugrichtungen durch gegenseitige Ueberbrückung der Hauptgleise aufserhalb

des Bahnhofes, innerhalb des Bahnhofes aber Durchführung eines jeden Einlaufgleises für sich mit besonderer Bahnsteigkante und solche Verbindungen, dafs Uebergang ganzer Züge zwischen den zu verbindenden Richtungen rasch möglich ist. Diese Uebergangsverbindungen (mit Trennungsweichen) sind tunlichst so zu legen, dafs sie erst nach dem Halten durchfahren werden.

Bei **Einfahrt aus eingleisiger Bahn** möglichst die Anordnung der Gleise derart, dafs die Einfahrt (gegen die Spitze) geradlinig und nur die Ausfahrt durch die Weichenkrümmung erfolgt. Für durchfahrende Schnellzüge wird aber im allgemeinen auf eingleisigen Bahnen gerade Durchführung eines Hauptgleises (u. zw. des zweiten Bahnsteiggleises vom Stationsgebäude, wenn der Zwischenbahnsteig in Schienenhöhe überschritten wird) durch beide Endweichen einer Versetzung der Gleise vorgezogen; dieses gerade Gleis wird für Durchfahrt in beiden Bahnrichtungen benutzt.

Weichen gegen die Fahrtrichtung, sog. Spitzweichen (abgesehen von den „Teilungsweichen" bei eingleisiger Bahn, den „Trennungsweichen" bei Trennungs- und Kreuzungsbahnhöfen und den „Spaltungsweichen" zur Ablenkung der Güterzüge aus den Hauptgleisen), sind tunlichst und namentlich an den Bahnhofseinfahrten zu vermeiden und in jedem einzelnen Falle als für den sachgemäfsen Betrieb unentbehrlich nachzuweisen.

Entgegengerichtete Weichenspitzen erfordern mindestens 6 m Zwischengerade.

Gleichgerichtete Weichen können höchstens bis auf volle Weichenlänge ($W = a + b$, von dem Schienenstofse vor der Weiche bis zum Ende des Herzstückes, S. 762) einander genähert werden. Als Regel ist jedoch zu betrachten, dafs auch die dem Herzstücke folgenden Pafsschienen bis zum nächsten regelmäfsigen Stofse des Gleises von Weichen freibleiben (also $a + p$). Hier in Betracht kommende Mafse S. 760 ff.

Schiebebühnen mit Laufgrube und **Drehscheiben** sind in Hauptgleisen nur an stumpfen Enden zulässig (S. 779 u. 786).

Stumpf endigende Gleise sind durch **Prellböcke** abzuschliefsen. An wichtigen Stellen (z. B. für Personengleise) Prellböcke mit Bremseinrichtungen. Unter Umständen auch Ueberdeckung der Schienen mit 5 bis 10 cm Sand oder Kies auf 20 bis 30 m Länge vor den Prellböcken.

Gleissperren (Entgleisungsweichen, -schuhe und Sperrklötze) umstellbar, zur Verhinderung ungewünschten Eintritts von Lokomotiven und Wagen aus Nebengleisen.

Umgrenzung des lichten Raumes S. 723 u. 724.

Entfernung der Gleismitten auf Bahnhöfen $\geqq 4{,}5$ m, für zwischenzustellende Signal- und Lichtmaste etwa 4,75 m. Auf grofsen Bahnhöfen einzelne gröfsere Abstände, 6 m, für gefahrloses Begehen, namentlich an Weichenstrafsen. Auf Grenzbahnhöfen für Uebergabegleise 5 m Abstand.

Auf Haltepunkten mit Aufsenbahnsteigen kann Gleisabstand 3,5 m der freien Strecke beibehalten werden, wenn kein Schutzgitter gegen Gleisüberschreitung zwischen den Gleisen nötig ist; sonst 4,5 m bei 1,5 m hohem Zwischengitter.

d. Anlagen für den Personenverkehr.

Empfangsgebäude tunlichst auf der Seite des Hauptverkehrs. Anordnung der Räume so, dafs der Reisende bei Eintritt die Lage der wichtigsten leicht erkennen kann und dafs auf dem Wege zum Fahrkartenschalter, zur Gepäckabfertigung und zu den Warteräumen oder unmittelbar zum Bahnsteige Kreuzung der Verkehrsrichtungen möglichst vermieden wird. Im besonderen Fahrkartenschalter tunlichst rechts von Eingangstür; Gepäckabfertigung mit unmittelbarem Ausgang zu den Bahnsteigen; Warteräume an einer Seite des Eingangsvorraumes oder des Durchganges zu den Bahnsteigen. Schankraum, wenn Bahnhofswirtschaft vorhanden, in unmittelbarer Verbindung mit allen Warteräumen. Diensträume für den Betriebs- und Kassendienst im Zusammenhange mit Fahrkarten- und Gepäckraum.

Bahnsteige. 1. Breite (BO. § 12; TV. § 38): Hauptbahnsteig am Empfangsgebäude ≧ 7,5 m nutzbar breit.

Bei Zwischenbahnsteigen mit Gleisüberschreitung Gleisabstand ≧ 6 m, mit schienenfreier Zugänglichkeit bei einseitiger Benutzung ≧ 7,5 m, bei zweiseitiger ≧ 9 m. Die Mafse können neben den Bahnsteigtreppen usw. angemessen vergröfsert, aber an den Enden der Bahnsteige eingeschränkt werden. TV. § 38 läfst 4,5 m für Nebenbahnen und Grz. § 30 für Lokalbahnen ebenso 4,5 m zu; dies ist jedoch tunlichst zu vermeiden. — Aufsenbahnsteige sollen ≧ 3,0 m nutzbare Breite haben. — Gepäckbahnsteige bei lebhaftem Verkehr erwünscht; Breite ≧ 7,5 m zwischen den Gleismitten, hierzu Breite von Hallenstützen.

2. Länge nach der gröfsten Länge der Personen- (oder gemischten) Züge zu bestimmen. Bei Hauptbahnen 180 bis 300 m (bis etwa 500 m Hauptbahnsteige), bei Nebenbahnen 100 bis 150 m. Unter Umständen ist auf Eilgüter- und Militärzüge Rücksicht zu nehmen.

Verschiebung des Zwischenbahnsteiges gegen den Hauptbahnsteig — sofern nicht schienenfreie Verbindung vorhanden — mit der Zugrichtung, so dafs die Reisenden das erste Gleis hinter dem am Hauptbahnsteige haltenden Zuge überschreiten können.

3. Höhe (BO. § 23. TV. § 46) über S.-O. ≧ 21 bis 38 cm. Bei schienenfreiem Zugang 76 cm neuerdings üblich. — Gepäcksteige 25 cm über S.-O. — Abstand der Bahnsteigkante von Gleismitte ist 1,52 m bis 38 cm Höhe und 1,65 m bei gröfserer Höhe.

Säulen auf dem Bahnsteige sowie sonstige feste Gegenstände daselbst (Buden, Schranken, Laternenpfähle usw.) von mehr als 76 cm Höhe über S.-O. sollen bis zu 3,05 hinauf ≧ 3 m im Lichten von der Mitte des Gleises abstehen, für das der Bahnsteig benutzt wird (BO. § 11[3] und § 23[2]; TV. § 46).

4. Erwünscht schienenfreie Zugänglichkeit der Bahnsteige durch Tunnel oder Ueberführung. Breite der Tunnel und Brücken 2,5 bis 4,0 m bei Benutzung in einer Richtung, 4,0 bis 6,0 (unter Umständen mehr) in beiden Richtungen. Breite der Treppen 2,5 bis 4,0 m. Bei Zubringung von Gepäck und Post durch Tunnel oder Ueberführung (unter Umständen getrennt vom Personenverkehr) Rampen mit flacher Neigung (≦ 1 : 10) zu den Bahnsteigen oder meist Aufzüge. Diese elektrisch oder hydraulisch betrieben; Tragfähigkeit 1000 bis 1500 kg; Plattform etwa 1,7 . 3,0 qm bei 1,5 m Ladebreite der Karren.

5. Befestigung der Oberfläche durch Kies, Kleinpflaster, Asphalt oder Plattenbelag. Ueberdachung bei stärkerem Verkehr erwünscht.

6. Ausrüstung: Bänke mit hohen Schutzwänden gegen Wind, unter Umständen kleine Warteräume; Schilder mit Stationsnamen, Zugrichtungsweiser, Fahrplantafeln, Uhren u. dgl. — Trinkwasserbrunnen (müssen von den Zügen aus innerhalb der Sperre zugänglich sein).

7. Aborte von den Zughalteplätzen nicht zu entfernt, weithin deutlich bezeichnet.

e. Einrichtungen für den Güterverkehr.

Man unterscheidet in Deutschland Stückgut- und Wagenladungsendungen. Erstere meist Einzelsendungen in verpacktem Zustande (Kisten, Ballen, Fässer u. dgl.), letztere unverpackte Sachen (Rohgüter), besonders Massengüter, wie Kohle, Feldfrüchte usf., die das Ladegewicht der Wagen tunlichst ganz ausnutzen.

Beförderung der Stückgüter im allgemeinen in gedeckten, der Rohgüter vorwiegend in offenen Güterwagen.

Güterschuppen für Empfang, Versand und Umladung der Stückgüter. Wo erforderlich, gesondert liegende Schuppen für Eilgut (auf Personenbahnhöfen) und für Zollabfertigung. Für feuergefährliche Gegenstände besondere Anlagen in angemessener Entfernung von den Hauptschuppen.

Grundform meist langgestrecktes Rechteck mit Ladegleis an der einen und Zufuhr- und Ladestrafse an der anderen Langseite. Langschuppen auch mit innerhalb liegenden Ladegleisen und Ladestrafsen aufserhalb oder mit innen liegender Ladestrafse und Gleisen aufserhalb. Ferner Schuppen mit quer liegenden Ladebühnen und an das Zufahrgleis durch Drehscheiben angeschlossenen kurzen (für 2 bis 3 Wagen) Ladegleisen und mit säge- oder zahnförmigen Ladebühnen, deren Gleise durch Weichen mit tunlichst steiler Neigung (1 : 7) mit dem Zufahrgleis verbunden sind.

Grundfläche der Schuppen so, dafs für je 1 t des täglich zu bearbeitenden gewöhnlichen Stückgutes (dazu der gesamte Jahresverkehr an Versand-, Empfang- und Umladegut auf 300 Arbeitstage verteilt angenommen) 10 bis 20 qm Schuppenfläche einschliefslich der Plätze für Gänge, Karrbahnen, Wagen und Lademeisterbuden gerechnet wird.

Tiefe der Langschuppen 6 bis 8 m auf kleinen (Schuppen meist an Empfanggebäude angebaut), bis 12 m auf mittleren und bis 20 m auf grofsen Bahnhöfen. Länge $\leq$ 200 m, weil sonst zu unübersichtlich.

Ladestrafse 8 bis 12 m breit, wenn zwischen 2 Parallelschuppen 18 bis 20 m.

Umfassungswände Holzfachwerk oder massiv. Tore in etwa 9 m Abstand (= Wagenlänge). Torweite 2,50 m, Höhe 2,80 m. Fenster möglichst hochliegend wegen Lagerung der Güter an den Wänden. Dächer in der Regel mit hölzernen Dachbindern und Mittelstützen (diese erleichtern Einteilung und Bezeichnung der Lagerstätten der Güter) und flacher Papp- oder Holzzementeindeckung. Ueberkragung des Daches so, dafs es etwa 0,30 m über Mitte der Ladegleise hinausreicht und an Strafsenseite das Landfuhrwerk in ganzer Breite schützt, also noch 1,8 bis 2,5 m vor Kante Ladesteig vorsteht.

Ladesteige (und Fufsboden) $\leq$ 1,10 m über S.-O. (B.O. § 25, T.V. § 53), Abstand von Gleismitte 1,67 m. Ladestrafse entsprechend

dem ortsüblichen Fuhrwerk 0,8 bis 1,0 m unter Fufsboden. Steigbreite an Strafsenseite 1,0 bis 1,5 m, an Gleisseite wegen Längsförderung der Güter 1,5 bis 2,0 m. Fufsbodenbelag hölzerne Bohlen, Zementestrich oder Stampfasphalt. Tragfähigkeit für 800 bis 1000 kg Nutzlast auf 1 qm.

Ausstattung mit Dezimalwagen, Lademeisterbuden, Verschlägen für überzählige Güter u. a.

Besondere **Umladeeinrichtungen** für die Umladung von Stückgütern zur Vervollständigung von Ladungen bestehen in Bühnen mit und ohne Ueberdachung oder Schuppen mit beiderseits liegenden Gleisen auf Verschiebe- und Güterbahnhöfen (TV. § 53). Auf letzteren sind sie im Zusammenhange mit den Ortsgüterschuppen anzuordnen, weil die Trennung des Schuppengeschäftes vom Umladen (oft bei einem und demselben Wagen) unbequem ist. Um mehrere Gleise für Be- und Entladung der Güterwagen sowie für Umladung nutzbar zu machen, auch zwischen den Gleisen Karrenstege (unter Umständen überdacht) bei 5 bis 9 m Gleisabstand.

Laderampen für Vieh, Fahrzeuge usw. an gut zugänglichen Nebengleisen zum Be- und Entladen der Eisenbahnwagen von der Längs- und Stirnseite einzurichten. Neigung der Auffahrt $\leqq$ 1 : 12. Höhe der Stirnseite zum Laden über die Puffer 1 235 über S.-O. Höhe der Längsseite für Militärzwecke $\leqq$ 1,0 m, sonst $\leqq$ 1,10 m über S.-O. (BO. § 24); bei Nebenbahnen auch 1,0 m. Wagerechter Teil vor Kopfende des Gleises für lange Möbelwagen 12 bis 15 m lang; dann tunlichst in gleicher Längsrichtung auch die Auffahrt. Bei Seitenverladung für Militärzüge soll die Rampe so liegen (oder doch rasche Herstellung einer solchen Anordnung gestatten), dafs halbe Züge von 290 m Länge ohne Rückbewegung und ohne Sperrung der Haupt- und Kreuzungsgleise daran vorbeigeführt werden können (BO. § 24 und 14). — **Bewegliche** Rampen für Pferde und Grofsvieh (Steigung $\leqq$ 1 : 4) auf kleinen Stationen.

Einrichtungen für **Rohgutverladung** bestehen aus einem oder mehreren (Freilade-)Gleisen mit nebenliegenden befestigten Ladestrafsen. Nutzbare Länge der Ladegleise etwa bis 200 m. Längere Ladegleise sind durch Weichen in einzelne Abschnitte zu zerlegen und womöglich durch besondere Zufuhrgleise anzuknüpfen. Breite einseitiger Ladestrafsen $\geqq$ 7,5 m von Gleismitte, Abstand der (parallelen) Ladegleise bei zweiseitig benutzten Ladestrafsen 16 bis 20 m, bei Querstellung des Landfuhrwerks auch mehr. Bei langen Ladegleisen in Entfernungen von 150 bis 200 m gepflasterte Ueberfahrtstellen von etwa 6 m Breite zur Verbindung der Ladestreifen. Auch sägeförmige Anordnung der Ladegleise mit 30 bis 40 m Nutzlänge, die an ein Zufuhrgleis beiderseits durch Doppelweichen angeschlossen werden. Wendeplätze an Enden der Ladestrafsen erhalten $\geqq$ 12 m äufseren Durchm. — Aufserdem besondere Anlagen, wie Rutschen oder Trichter, zur Verladung rolliger oder stückiger Güter (Kohlen, Erze usw.), Langholzrampen usw. (II. Bd. Abschn. Fördermittel).

Lademafse für Frachten auf offenen Wagen zur Prüfung etwaiger Ueberschreitungen des Ladeprofils (BO. § 25; TV. § 54; Grz. § 37).

Gleiswagen (Brückenwagen) (TV. § 57) S. 806.

Ladekrane (feste Brücken- oder Drehkrane etwa bis 15 t, fahrbare

Drehkrane bis 10 t Tragkraft) für schwere Lasten (II. Bd. 3. Abschn., II. Hebemaschinen).

Abfertigungsräume für den mit dem Frachtverkehr zusammenhängenden Bureau- und Kassendienst.

f. Abstellanlagen.*)

Die **Abstellanlagen** auf Personenbahnhöfen umfassen bei voller Ausgestaltung

1. Aufstellgleise für angekommene und zur Abfahrt bereitgestellte Wagenzüge. Länge $\geq$ Zuglänge. Neben den Gleisen Rohrleitungen für Wasser, Druckluft (innere Wagenreinigung), Gas und Dampf mit Anschlufsstutzen für Schläuche. Unter Umständen auch Wagenreinigungsschuppen.
2. Ordnungsgleise (50 bis 60 m lang) zum Umordnen der Wagenzüge. Nicht immer vorhanden, alsdann Ordnen in den „Spitzen" der Gleise zu 1.
3. Aufstellgleise für regelmäfsig einzelnen Zügen beizustellende Verstärkungswagen, dsgl. für umzusetzende Kurswagen, für Speise- und Schlafwagen. Ferner Wartegleise für Wechsel- und Vorspannlokomotiven. Meist kurze Stumpfgleise nahe und an den Bahnsteigen.
4. Dsgl. für Bereitschaftswagen zur aufsergewöhnlichen Verstärkung der Züge oder zum Ersatz schadhafter oder untersuchungspflichtiger Wagen. Auch für Salon-, Kranken- und Leichenwagen.
5. Dsgl. für Vorratswagen zu Sonderzügen in verkehrsstarken Zeiten.
6. Uebergabegleise zum Austausch von Wagen mit Ortsgut- oder Verschiebebahnhof, falls erforderlich, und
7. Verkehrsgleise für Lokomotiven und Verschiebefahrten und Ausziehgleise.

Mit diesen Anlagen sind die Schuppen, Kohlenbansen usw. der Personenzuglokomotiven zu vereinigen oder zu verbinden. Häufig werden ihnen die Anlagen für Post- und Eilgutverkehr angegliedert.

Lage der Abstellanlagen so, dafs bei Fahrten von und zu den Bahnsteiggleisen Fahrwege der Züge möglichst wenig benutzt oder gekreuzt werden.

Zu den Abstellanlagen gehören:

die Betriebswerkstatt für kleinere Ausbesserungen an Lokomotiven, meist nahe den Schuppen. Hierbei auch Aufstellgleis des „Hülfszuges" (Geräte-, Arzt- und Mannschaftswagen) für Unfälle,

die Wagenwerkmeisterei für Untersuchung und kleinere Ausbesserungen an Wagen.

Wagenschuppen S 803.

g. Verschiebeanlagen.**)

Der **Verschiebedienst** umfafst auf den zwischen den Verschiebebahnhöfen gelegenen Stationen nur das Aus- und Einsetzen der für die betreffende Station bestimmten oder hier abgefertigten Wagen, sowie ihre Zuführung und Abholung zu oder von den einzelnen Ladestellen der

---

*) H. d. I.-W., V. Teil, Bd. 4[2]; Eisenbahnbau der Gegenwart, Abschn. 3. — Cauer, Abstellbahnhöfe.

**) H. d. I.-W., V. Teil, Bd. 4[1]; Eisenbahnbau der Gegenwart, Abschn. 3.

Station, auf Verschiebebahnhöfen dagegen das Auflösen und Zusammenstellen ganzer Güterzüge. Verschiebebahnhöfe erforderlich bei End-, gröfseren Trennungs- und Kreuzungs- sowie Knotenpunktstationen. Wegen ihres grofsen Umfangs meist gesondert von den Anlagen für Personen- und Güterladeverkehr.

1. Das **Ab- und Ansetzen von Wagen** der Güterzüge auf Zwischenstationen wird in der Regel von der Zuglokomotive besorgt. Die Auszieh- und Nebengleise sind dazu derart anzuordnen, dafs die Zuglokomotive die abzusetzenden Wagen, die möglichst an der Spitze des Zuges stehen sollen, rückwärts abstofsen und die abgehenden dem Vorderteil des Zuges anfügen kann. Das Zubringen und Abholen zu und von den Ladestellen bewirkt auf kleineren Stationen ebenfalls die Zuglokomotive, auf gröfseren eine besondere Lokomotive.

2. Verfahren auf Verschiebebahnhöfen.

a) **Behandlung der Züge.** Die Wagen der in den Einfahrgleisen angekommenen Güterzüge werden durch eine Bahnhofslokomotive je nach den Verkehrszielen auf verschiedene Richtungsgleise gebracht, darauf die in einem Richtungsgleis angesammelten Wagen in den „Stations- oder Gruppengleisen" nach Stationen (Nahgüterzüge) oder Gruppen (Durchgangsgüterzüge) geordnet und in den Ausfahrgleisen zu Zügen vereinigt.

b) **Anordnung der Gleise.** Anlage der Verschiebebahnhöfe überwiegend in Durchgangsform, manchmal auch in Kopfform. Anordnung der Gleise entweder hinter- oder nebeneinander. Im ersteren Falle kann durch Einlegung von Ablaufbergen oder Anlegung der Gleise im durchgehenden Gefälle (unter d) das Verschieben der Wagen stets in derselben Längsrichtung ohne Rückwärtsbewegung bewirkt werden, im anderen Falle ist für die seitlich angeordnete Gleisgruppe besonderes Auszieh(Zerlegungs-)gleis erforderlich.

Bahnhöfe in Durchgangsform werden von den einmündenden Bahnlinien entweder sämtlich in einer Richtung oder aber in zwei einander entgegengesetzten Richtungen durchlaufen. Im letzten Fall entstehen im Bahnhof zwei vollständige, nebeneinanderliegende Gleissysteme. Solche Anlagen sind zweiseitig, die ersteren einseitig entwickelt.

Erforderlich sind ferner Verkehrsgleise für Lokomotiven und Züge (z. B. Ferngüterzüge), Aufstellgleise für Packwagen und Gleise für Umkehrwagen. Letztere Gleise nur bei Durchgangsform, sie liegen bei zweiseitiger Entwicklung zwischen beiden Gleissystemen.

c) **Zahl und Länge der Gleise.** Im allgemeinen für jede Linie mindestens ein Ein- und ein Ausfahrgleis für jede der beiden Fahrrichtungen. — Länge $\gtreqless$ Zuglänge.

Zahl der Richtungsgleise bedingt durch Zahl der Verkehrsrichtungen; Länge $\geq$ Zuglänge.

Stations- und Gruppengleise nach Gröfstzahl der gleichzeitig zu bildenden Gruppen zu bemessen. Einschränkung der Zahl angängig, wenn die Gleise anstatt in der meist üblichen Büschelform (für jede Station oder Gruppe ein besonderes Gleis) in Harfen- oder Rostform angeordnet werden (näheres H. d. I.-W., V. Teil, Bd. 4). — Länge sehr verschieden, etwa $\geq$ 100 m.

d) Verschiebearten.

α) Abstofsen: Wiederholtes Vorziehen und Zurückstofsen durch eine Lokomotive.

β) Mitbenutzung der Schwerkraft durch Einlegung von Neigungen („Ablaufberge" oder „Eselsrücken"), so dafs die Lokomotive unter stetigem Vordrücken die Wagen oder Wagengruppen über den Rücken hinüber zum Ablaufen bringen kann.

γ) Schwerkraft allein, indem der ganze Bahnhof oder wenigstens die Einfahr- oder Zerlegungsgleise in durchgehendes Gefälle gelegt werden.

e) **Hülfsmittel für den Verschiebedienst.** Zur Verlangsamung des Laufes der Wagen werden — abgesehen von den Wagenbremsen — benutzt Verschiebebremsen an den Wagen, Hemmschuhe unter Umständen in Verbindung mit sog. Gleisbremsen, Bremsknüppel (nur bei langsamer Bewegung, Verwendung namentlich bei durchgehender Neigung der Gleise zum Bremsen der für den Ablauf zu entkuppelnden Wagen) und Bremsschlitten.

Zum Feststellen von Wagen dienen Radvorleger und Klemmkeile.

Zur Verständigung zwischen dem das Verschieben leitenden Beamten und den Weichenstellern, Hemmschuhlegern usw. sind hörbare (Pfeife, Horn, Fernsprecher, Klingeln) oder sichtbare (mechanisch oder elektrisch betätigte Gleisanzeiger) Zeichen erforderlich.

h. Drehscheiben.

I. Geometrische Anordnung der Drehscheibengleise.

1. Strahlengleise (Abb. 75). Durchschneidungen der Schienen, also Herzstücke, deren mathematische Spitzen im Abstande ϱ_1, ϱ_2, ϱ_3 vom Mittelpunkte liegen, entstehen, sobald der Grubenhalbmesser $\varrho = {}^1/_2\, D$ unter den folgenden Grenzen liegt.

Einfache Durchschneidung:

$$\varrho_1 = \frac{s}{2 \sin {}^1/_2\, \delta}; \text{ sehr nahe } \varrho_1 = \frac{s}{\delta};$$

Zweifache Durchschneidung:

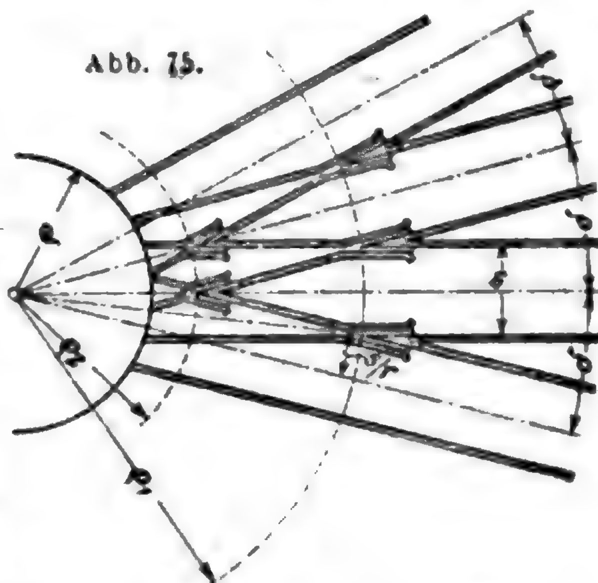
$$\varrho_2 = \frac{s}{2 \sin \delta}; \text{ sehr nahe } \varrho_2 = \frac{s}{2\,\delta};$$

Dreifache Durchschneidung:

$$\varrho_3 = \frac{s}{2 \sin {}^3/_2\, \delta}; \text{ sehr nahe } \varrho_3 = \frac{s}{3\,\delta};$$

daher $\varrho = {}^1/_2\, D$ kaum unter letzterer Grenze, sofern mehr als drei Gleise einmünden.

Abb. 75.



Hierbei ist ein gleicher Einlaufwinkel δ vorausgesetzt; s ist die Spurweite = 1,435 m. Damit die Schienenköpfe am Umfange noch volle Stärke behalten, ist besser für die Grenzwerte $S = s + 0{,}120$ m (zwei Schienenkopfbreiten mehr) oder 1,555 m zu rechnen. Bei gegebenem ϱ finden sich Grenzwerte für δ durch Umkehrung vorstehender Gleichungen. Nachstehende Tafel für die kleinsten Winkel δ und die zugehörigen Abstände der mathematischen Herzstückspitzen vom Mittelpunkte bei einigen der üblichsten Durchmessergröfsen D. Herzstückwinkel bei einfacher Schienendurchschneidung: δ, bei zweifacher: δ und $2\,\delta$.

Drehscheiben mit Strahlengleisen.

Nr.	Gruben-Durchmesser $D = 2\varrho$ m	Bezeichnung der Größen	Keine Schienendurchschneidung	Einfache Schienendurchschneidung	Zweifache Schienendurchschneidung
1	20,06	$\sphericalangle\, \delta =$	$8^0 53' 30''$	$4^0 26' 45''$	$2^0 57' 50''$
		arc $\delta =$	0,155 289	0,077 594	0,051 734
		tg $\delta =$	0,156 447	0,077 751	0,051 776
		$\varrho_1 =$	.	20,045	30,064
		$\varrho_2 =$	.		15,037
2	16,2	$\sphericalangle\, \delta =$	$11^0 0' 59''$	$5^0 30' 29''$	$3^0 40' 20''$
		arc $\delta =$	0,192 270	0,096 135	0,064 090
		tg $\delta =$	0,194 677	0,096 431	0,064 180
		$\varrho_1 =$	.	14,933	22,393
		$\varrho_2 =$	.	.	11,202
3	7,5	$\sphericalangle\, \delta =$	$23^0 55' 56''$	$11^0 57' 58''$	$7^0 58' 39''$
		arc $\delta =$	0,417 696	0,208 848	0,139 232
		tg $\delta =$	0,443 812	0,211 938	0,140 140
		$\varrho_1 =$	.	6,884	10,315
		$\varrho_2 =$	.	.	5,170
4	4,4	$\sphericalangle\, \delta =$	$41^0 23' 31''$	$20^0 41' 45''$	$13^0 47' 50''$
		arc $\delta =$	0,722 426	0,361 213	0,240 809
		tg $\delta =$	0,881 369	0,377 785	0,245 572
		$\varrho_1 =$	.	3,994	5,974
		$\varrho_2 =$	.	.	3,009

2. Parallelgleise, nach der Scheibe zusammenlaufend.

Grundregel: Jedes Gleis sollte mindestens 3 bis 6 m vorm Umfange die Richtung auf den Mittelpunkt erreichen. Bei Schienendurchschneidungen müssen die Herzstücke noch ganz in gerader Linie liegen.

Hiernach vom Mittelpunkte ab gemessen an gerader Länge nötig:

$$g \geqq \frac{s_1}{\delta} \text{ oder auch } g \geqq \varrho + 3 \text{ m};$$

für die Länge g ist $s_1 = 1{,}6$ m (bis Außenkante Schienenfuß) zu setzen. Es genügt hier wegen Kleinheit der Winkel der Ersatz von sin und tg durch arc; Näherungsformeln:

Bei drei symmetrischen Gleisen (Abb. 76).

d bezeichnet den Abstand der Sperrzeichen von der Scheibenachse.

$$l = \frac{w}{\delta} + \frac{R\delta}{2}; \quad d = l - \sqrt{2R(w - 3{,}5) - (w - 3{,}5)^2};$$

$$d \gtreqless \sqrt{2\frac{w - s_1}{R}} \text{ (andernfalls Gegenkrümmung nötig).}$$

Hierbei ist der Gleisabstand w in der Regel 4,5 m. δ entspricht hier (und im folgenden) dem arc δ. Man wählt den Halbmesser $R \geqq 180$ m,

für Wagengleise R bis 150 m herab; dem entspricht tg $\delta \gtreqless 1/_6$ bzw. tg $\delta \gtreqless 1/_5$.

Bei fünf symmetrischen Gleisen wird $\delta \gtreqless \sqrt{\frac{w - s_1}{R_1}}$, wo R_1 sich auf die äufseren, am schärfsten gekrümmten Gleise bezieht.

Abb. 76.

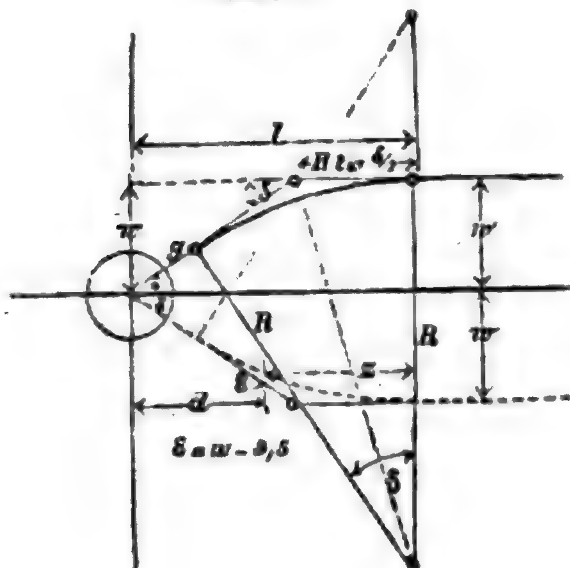


Abb. 77.

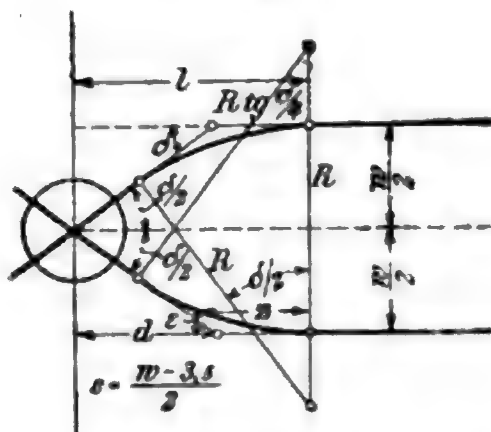


Abb. 78.

Bei zwei symmetrischen Gleisen ohne Mittelstrang (Abb. 77):

$$l = \frac{w}{\delta} + \frac{R\,\delta}{4} \quad \text{und}$$

$$d = l - \sqrt{2\,R\,s - s^2};$$

$$\delta \gtreqless 2\sqrt{\frac{w - s_1}{R}} \quad \text{und}$$

$$s = \frac{w - 3{,}5}{2}.$$

Für $w = 4{,}5$ m und $R = 180$ und 150 m ist $\delta \gtreqless 0{,}254$ bzw. $\gtreqless 0{,}278$, also zweckmäfsig tg $\delta = 1:4$ bzw. $= 1:3{,}6$.

3. Drehscheibe und Weiche (Abb. 78). Grenzwert für φ ist

$$\varphi \gtreqless \sqrt{\frac{2\,(w - s_1 - b\,\alpha)}{R} + \alpha^2}.$$

Bei $w = 4{,}5$ m, $R = 180$ und 150 m und $\alpha = 0{,}1$ ist
$\varphi \gtreqless 0{,}1563$ bzw. $\gtreqless 0{,}165$; $g = 5{,}04$ bzw. $= 9{,}7$ m.

II. Bau der Drehscheiben.*)

1. Gröfse und Anordnung. Scheibendurchmesser d für Lokomotiven mit Tender auf Hauptbahnen zweckmäfsig so grofs, dafs der gemeinsame Schwerpunkt von Lokomotive und Tender**) bei Drehung etwa über dem Mittelzapfen liegen kann. In Rücksicht auf die Spur-

*) H. d. I.-W., 5. Teil, Bd. III. — Musterzeichnungen der preufs. Staatsbahnen 1890, 1894, 1906 u. 1909.

**) Hierbei ist die Veränderlichkeit des Schwerpunktes je nach dem vorhandenen Wasserinhalte von Tender und Kessel zu berücksichtigen.

kränze der Räder und weil ein genaues Auffahren zeitraubend, ist die Fahrbahnlänge 800 bis 1000 mm gröfser als der Radstand zu wählen (vgl. die Wagenradstände B.O. § 30 und T.V. § 125, auch Abschn. Wagen S. 862 ff.). Grubendurchmesser D wegen der Ausdehnung der Scheibe infolge von Temperaturänderungen und zur Ausgleichung von Ungenauigkeiten im Zusammenbau um einen Betrag t gröfser als d:

für Achsen . . .	$d =$ 2 bis 3 m	$t =$ 20 bis 30 mm,
„ Wagen . . .	$d =$ 3,5 „ 10 „	$t =$ 30 „ 40 „ ,
„ Lokomotiven .	$d =$ 12,5 „ 22 „	$t =$ 40 „ 60 „ .

Nach B.O. § 20 $d \geqq 16$ m, sofern die Drehscheiben bei Beförderung von Militärzügen benutzt werden müssen. T.V. § 43 empfiehlt $d \geqq 20$ m für Hauptbahnen. Ueblich $d = 12,5$ bis 22 m; bei der preufs. Staatsbahn als Norm $d = 16,14$ und 20,00 m. In Hauptgleisen sind Drehscheiben nach T.V. § 43 und B.O. § 20 nur an stumpfen Enden zulässig.

2. **Baustoff.** Kleine Drehscheiben (bis $d = 2$ m) für geringe Belastungen aus Gufseisen in einem Stücke oder zusammengesetzt. Bei mittleren und gröfseren Drehscheiben Haupt- und Querträger stets aus Flufseisen.

3. **Bauarten.** Für Lokomotiven und Personenwagen in der Regel **Teilscheiben,** die nur zwischen den das Gleis tragenden Hauptträgern und auf schmalen Laufstegen aufserhalb abgedeckt sind. Eingleisige Scheiben als **Vollscheiben** (die ganze Grube abgedeckt), wegen der höheren Anlagekosten nur in besonderen Fällen, z. B. in Lokomotivschuppen, auf verkehrsreichen Plätzen oder in Gegenden mit häufigem starken Schneefall.

Für Achsen und kurze Güterwagen sind meist **Kreuzdrehscheiben** mit zwei rechtwinklig oder **Sternscheiben** mit unter 60° sich schneidenden Gleisen üblich; diese Scheiben werden stets als Vollscheiben gebaut.

Ungewöhnliche Anordnungen sind: Zweigleisige Drehscheiben bei kurzen Längen der Zustellungsgleise, wodurch längere Weichenstränge vermieden werden; Segment-Drehscheiben oder Drehweichen bei Raummangel auf der einen Seite des Hauptzufuhrgleises; der Drehpunkt, zweckmäfsig als Spurkugellager gebaut, liegt dann an einem Ende der Scheibe.*)

Drehscheiben im allgemeinen versenkt; Grubentiefe bis 2,25 m. Halbversenkte Drehscheiben, bei denen die als Brückenträger — vollwandig oder Fachwerk — ausgebildeten Hauptträger aufserhalb des lichten Raumes liegen müssen, wesentlich schwerer als versenkte Drehscheiben, nur aus besonderen Gründen, z. B. wegen eines hohen Grundwasserstandes erforderlich.

Es empfiehlt sich bei Teilscheiben mit mehreren an die Scheibe anschliefsenden Gleisen, ein auf der Laufschiene mitlaufendes Schutzgitter anzubringen, das nur an den Enden offen ist.**)

Nach Art der Unterstützung und Führung während der Drehung sind drei Bauarten zu unterscheiden:

I. Mittelzapfen allein führend und tragend;

---

*) Beispiel: Berlin, Lehrter Hauptbahnhof.

**) Organ 1910 S. 418; daselbst auch über Anwendung von Drehgestellen bei Drehscheiben.

II Mittelzapfen nur führend oder ganz fehlend, Umfang alleintragend und gegebenenfalls gleichzeitig führend;
III. Mittelzapfen tragend und führend oder nur tragend, Umfang führend und mittragend oder nur mittragend.

Bei II und III ist ferner zu unterscheiden:
a) Räder an der Scheibe gelagert;
b) Räder am Fundament oder Umfangsring gelagert;
c) Umlaufender Räder (Rollen-)kranz oder Kugeln zwischen Scheibe und Fundament laufend, ergibt nur rollende Reibung.

Scheiben nach Bauart I besitzen den kleinsten Bewegungswiderstand, erfordern jedoch selbst bei Ausführung als Krandrehscheiben ausrückbare Hülfsstützen für das Auf- und Abfahren der Fahrzeuge, werden daher nur selten ausgeführt.

Bauart II hat grofsen Bewegungswiderstand und wird nur für untergeordnete Zwecke gebaut, z. B. als Kugeldrehscheiben nach Weikum.

Bei Bauart III ist Nachstellbarkeit der Zapfenhöhe durch Schrauben oder Keile nötig, weil davon die Belastung der Umfangsstützung abhängt. Die Mittelzapfenüberhöhung so einstellen, dafs ungefähr 75 bis 80 % der Gesamtlast auf den Mittelzapfen entfällt. Die Anordnung IIIa ist die für gröfsere Ausführungen üblichste. Die Anordnung IIIc häufig bei Wagenvollscheiben etwa bis 7,5 m Durchm. mit einer Rollenzahl $n = 4 + 2D$ (D in cm). Dabei sind die Rollen (250 bis 300 mm Durchm., 70 bis 100 mm breit) in einem besonderen Rahmen oder mittels Radialstangen so gelagert, dafs sie sich um den Drehzapfen im Kreise bewegen müssen.

Bau der **Lokomotiv-Drehscheiben** (IIIa) z. B. folgender Art: Zwei Hauptträger (Blechträger: Blechwand 10 bis 15 mm stark, auf $^1/_5$ bis $^2/_5$ der Länge $^1/_{15}$ bis $^1/_{10}\,d$ hoch, an den Enden etwa 450 bis 600 mm), in der Mitte durch zwei 15 mm starke Querträger in 500 bis 675 mm Abstand verbunden; diese im mittleren Teile durch 13 mm dicke Blechplatten verstärkt und durch 26 Schrauben von 26 mm Durchm. an einer gufseisernen Führungshülse befestigt, die mittels zweier Keile an zwei 90 bis 105 mm starken Tragschrauben hängt. Diese beiden übertragen die Last auf ein gufsstählernes Druckhaupt, das mit dem Spurzapfen (Stahl) auf der stählernen Spurplatte des gufseisernen Königstuhles ruht. Zwischen den Hauptträgern Querverbindungen in 1,2 bis 1,5 m Entfernung und aufsen Kragstücke aus Winkeleisen von etwa 1 m Ausladung für die Laufstege, die mit Schutzgittern zu versehen sind. An den Enden der Hauptträger verlängerte, im Grundrifs gebogene Querträger zur Aufnahme des äufseren Auflagers der Achsen der vier Laufräder. Diese Achsen, aus Flufsstahl, nach dem Scheiben-Mittelpunkte gerichtet, etwa 1,4 m lang von Mitte zu Mitte Auflager. Räder für Lokomotiv-Drehscheiben 0,6 bis 1,0 m Durchm., 120 bis 130 mm breit, zylindrisch. Abdeckung der Scheibe mit Riffel- oder Waffelblech (8 mm stark), verschraubt mit den Trägern, ersetzt zugleich den Diagonalverband. Die Fahrschienen durch Klemmplatten und Schrauben auf den Hauptträgern befestigt.

Räder für Wagen-Drehscheiben 0,4 bis 0,8 m Durchm., 70 bis 100 mm breit, zylindrisch oder etwas kegelförmig, aber nicht gerundet.

4 **Drehvorrichtung.** Bei kleinen Scheiben entbehrlich; bei mittleren

und gröfseren Drehbäume, 2,5 m lang, 0,15 m Durchm., die in den mit der Scheibe fest verbundenen schrägen Baumhülsen stecken und an ihrem freien Ende rd. 1,2 m über S. O. liegen (Druck eines Arbeiters 25 bis 30 kg). Bei Lokomotiv-Drehscheiben Handkurbelwinde, die auf ein oder zwei — genügend belastete — Laufräder, oder besser auf einen mit der Grubeneinfassung fest verbundenen Zahnkranz wirkt.

Bei häufiger Benutzung, wobei Handwinde zur Aushülfe vorzusehen ist, Antrieb durch Gas- oder Dampfmaschine (stehender Röhrenkessel von 2 qm Heizfläche) oder mittels einer den Mittelzapfen umgebenden Ketten- oder Seilscheibe durch Druckwasser,*) auch Antrieb durch Druckluft,**) gegenwärtig meist durch Elektromotor. Bauarten***) dabei: 1. Motor, auf der Scheibe federnd aufgestellt, überträgt seine Bewegung mittels Vorgelege auf einen mit der Umfassung oder dem Fundament verbundenen Zahnkranz. 2. Motor nebst Vorgelege auf einem Vorspannwagen oder Schlepper, dessen breites Triebrad auf der Schiene der Drehscheibe läuft $\left(\text{Reibungsbetrieb } \mu = \frac{1}{6} \text{ bis } \frac{1}{8}\right)$. Schlepper, durch Gelenk mit einem Träger der Scheibe verbunden, zieht oder schiebt sie. Scheibe mufs dann so hoch gestellt werden, dafs sie im belasteten Zustande noch schwebt, da das erforderliche Adhäsionsgewicht sonst praktisch schwer ausführbar. 3. Bei Wagendrehscheiben bis zu etwa 7 m Durchm. wird Motor und Triebwerk, da es auf der Scheibe meist an Platz mangelt, aufserhalb des Drehscheibenrandes in eine gemauerte Grube eingebaut; Antrieb erfolgt durch Eingriff eines Zahnrades in den am Umfang der Scheibe befindlichen Zahnkranz. 4. Motor und Triebwerk auch in Spillbauart in weiterer Entfernung von der Scheibe aufgestellt. Antrieb mittels Drahtseils, das, über lose Lenkrollen geführt, an den Puffern oder bei leerer Drehscheibe an der Baumhülse befestigt wird. Diese Bauart besonders wirtschaftlich, wo sie auch zum Rangieren benutzt werden kann. — Stromzuführung oberirdisch über der Scheibenmitte mittels drehbarer Kontaktvorrichtung oder unterirdisch durch isolierte Schleifringe am Königstuhl mit entsprechenden Schleifschuhen. Drehrichtungsänderung durch Wendeanlasser (bei Anordnung 1 u. 2 auf der Scheibe). Umfangsgeschwindigkeit 0,5 bis 1 m/sk. Anlasser auf der Scheibe zweckmäfsig mit Feststellvorrichtung (5) gekuppelt, damit unsachgemäfse Bedienung unmöglich wird.

5. **Feststellvorrichtung.** Bei kleineren Drehscheiben sichert an jedem Ende der Scheibe ein Klinkhaken, bei gröfseren Drehscheiben in der Gleismitte je ein von der Scheibe aus durch Hebel oder Handrad meist wagerecht bewegter Schubriegel die Scheibe gegen Bewegung beim Auf- und Abfahren der Fahrzeuge, u. zw. durch Eingreifen in die Umfassung der Grube. Mit dem Schubriegel kann ein **Signal** auf oder vor der Scheibe verbunden sein, auch wohl **Vorlegeklötze** und **Klappschuhe** (Gleissperren), die für die Scheibe und zugehörigen Gleise erst mit Eintritt der Riegel in die Verschlufshülsen freie Fahrt geben. — **Entlastungsvorrichtungen** (Keile, Exzenter, Kniehebel) an den Enden der Scheiben, um das Schlagen (beim Auf- und Abfahren der Fahrzeuge) bei Bauart I

*) Organ 1890 S. 49. **) Organ 1905 S. 60.
***) Glaser Ann. 1902 S. 184; Organ 1904 S. 127.

und III, namentlich bei gröfseren Scheiben zu vermeiden, haben sich nicht bewährt. Vorzuziehen ist, die Laufräder höchstens mit einem Spielraum von 5 mm bei unbelasteter Scheibe einzustellen; die Hauptträger müssen dann entsprechend kräftig ausgeführt sein, damit in Rücksicht auf den Bewegungswiderstand eine Lastverteilung gemäfs den Angaben unter 3 erzielt wird.

6. Bewegungswiderstand. Bezeichnet

G das Gewicht des auf der Scheibe befindlichen Fahrzeuges in kg,
G_0 das Eigengewicht des Scheibenkörpers in kg,
W den Widerstand am Umfange des Laufradkranzes in kg,
W_u " " " " der Scheibe in kg,
R den Halbmesser der Drehscheibe in cm,
R_1 " " " Laufräder in cm,
R_2 " " " Umfangschiene in cm,
r_1 " " des (gröfseren) Zapfens der Laufradachsen in cm,
r_2 " " " Spurzapfens in cm,
μ_1 die Reibungszahl für die Laufradzapfen,
μ_2 " " " den Spurzapfen,
f " " der rollenden Bewegung in cm,
μ " " " gleitenden Bewegung zwischen Laufrad und Schiene, so ist rechnungsmäfsig:

$$W_u = \frac{2}{3}\mu_2 \frac{r}{R}(G + G_0) \text{ für Bauart I (Bauarten S. (782);}$$

$$W = \frac{G + G_0}{R_1}(\mu_1 r_1 + f) \text{ für Bauart IIa und IIb;}$$

$$W = \frac{G + G_0}{R_1} f \text{ für Bauart IIc.}$$

Sind bei Bauart III die Laufräder (Kugeln) mit Q_1, der Mittelzapfen mit Q_2 belastet, also $Q_1 + Q_2 = G + G_0$, so ist

$$W = \frac{\mu_1 r_1 + f}{R_1} Q_1 + \frac{2}{3}\mu_2 \frac{r_2}{R_2} Q_2 \text{ für Bauart IIIa und IIIb;}$$

hierbei ist dann noch der bei der Drehung auf die Achszapfen wirkende Tangentialdruck zu berücksichtigen.

$$W = \frac{f}{R_1} Q_1 + \frac{2}{3}\mu_2 \frac{r_2}{R_2} Q_2 \text{ für Bauart IIIc.}$$

Erfolgt bei Bauart IIIa die Bewegung durch Antrieb von einem oder zwei Laufrädern, so mufs der Druck Q_1' der letzteren auf die Umfangschiene sein

$$Q' \geq \frac{W}{\mu}.$$

In Wirklichkeit ist der Widerstand, namentlich für Bauart IIIc, gröfser, als die Formeln angeben, da sie die Unvollkommenheit der Ausführung nicht berücksichtigen.

Berechnungs-Annahmen: G für schwere Lokomotiven nebst Tender 65 bis 140 t; $G_0 = 95\,d^2$ bis $105\,d^2$ in kg für Lokomotiv-Drehscheiben; $G_0 = 150\,d^2$ und $G_0 = 180\,d^2$ in kg für Wagen- (Teil- und

Voll-)scheiben; $\mu_1 = 0{,}10$; $\mu_2 = 0{,}25$; $\mu = {}^1/_6$ bis ${}^1/_8$; $f = 0{,}05$ cm. Bei Bauart III für Lokomotiven sind die Träger am besten so zu berechnen, als ob der Mittelzapfen allein trüge; Ueberhöhung des Zapfens dann ungefährlich. Zulässige Belastung des Spurzapfens bei bestem Werkzeugstahl bis 3000 kg/qcm, bei Tiegelstahl 1200 kg/qcm, bei Schweifs-, Flufs- oder Gufseisen 700 kg/qcm.

Der Kraftbedarf*) ist je nach Bauart und Drehgeschwindigkeit verschieden. Scheiben in Anlehnung an die preufs. Norm. gebaut, erfordern bei 0,5 m/sk Umfangsgeschwindigkeit etwa 5 PS Hauptstrommotoren und 7,5 PS Drehstrommotoren, und zwar unabhängig von der Scheibengröfse und somit der höchsten zulässigen Nutzlast, da bei vornehmlich Mittelzapfenbelastung der Bewegungswiderstand W annähernd der gleiche bleibt. Bei stärkerer Belastung der Laufrollen ist auch der Motor dem erhöhten Widerstand entsprechend kräftiger zu wählen. Die Motoren sollen nicht über 1000 Umdr./Min. besitzen.

7. **Unterbau.** Umfangsring (mit Laufkranz) und Drehstuhl („Königstuhl") werden bei Lokomotiv-Drehscheiben fast stets, bei Wagen-Drehscheiben in der Regel bis zum gewachsenen Boden kräftig in Zement untermauert, weil genaue Höhenlage beider Teile behufs leichter Beweglichkeit unerläfslich ist. Der Laufkranz wird in der Regel aus gewöhnlichen Breitfufsschienen derart gebildet, dafs bei Ruhelage der Drehscheibe kein Rad auf einem Schienenstofse steht, um das Ingangsetzen nicht zu erschweren. Befestigung der Laufschienen auf der Grundmauer mit Unterlagplatten, deren Höhenlage genau einzuwiegen und durch Untergiefsen mit Zement zu sichern ist. Aufbringen des Scheibenkörpers erst nach vollständigem Setzen des Unterbaues. — Obere Einfassung der Grube durch Mauerwerk mit Quaderabdeckung, besser jedoch durch einen zusammengesetzten Ring aus Gufseisen, auf dessen oberen Rand die Schienenenden zu befestigen sind. Gute Entwässerung der Grube nach einer den Königstuhl umgebenden Rinne mit Abfallschacht, Tonrohr usw. — Abdeckung der Grube zwischen Laufkranz und Königstuhl durch Bekiesung, Pflasterung, Backsteinlage oder Betonestrich.

Für kleine Drehscheiben hat man die Untermauerung durch eiserne Schalen oder Rippenkörper („Tellerdrehscheiben") ersetzt oder den Druck des Mittelzapfens durch Druckstreben und zentrische Zugstangen auf den Umfangsring zu übertragen gesucht.

i. Schiebebühnen.**)

1. Gröfse, Anordnung und Baustoff.

Länge der Schiebebühnen mindestens gleich dem gröfsten Radstande des darauf zu bewegenden Fahrzeuges + 0,5 m. Ueblich für Lokomotiven mit Tender und für Drehgestellwagen 14 bis 20 m, für sonstige Wagen 4 bis 9 m. Für 4- und 6achsige Wagen wird gelegentlich parallel zur Hauptschiebebühne, sofern diese zu kurz ist, eine Hülfsschiebebühne angeordnet, die für die Länge des Drehgestellradstandes zu bemessen ist (4,5 m); eine besondere Kupplung beider Bühnen ist entbehrlich. — Baustoff der Hauptträger wie bei Drehscheiben (S. 782).

*) Tafel über den Stromverbrauch Z. d. V. d. I. 1904 S. 1155.

**) Vgl. Eisenbahnbau d. Gegenw., Abschn 3 und H. d. I.-W., Bd. V. — Musterzeichnungen der preufs. Staatsbahn von 1890, 1894, 1901 u. 1905.

2. Bauarten.

I. Schiebebühnen mit Laufgrube (Versenkte Sch.-B.);

II. Schiebebühnen ohne Laufgrube (Unversenkte Sch.-B.).

Bei II ist ferner nach der Lage der Räder zu den die Wagen aufnehmenden Längsträgern zu unterscheiden: a) mit Aufsenrädern, b) mit Innenrädern und c) mit Innen- und Aufsenrädern.

Bauart **I: Schiebebühnen mit Laufgrube,** sind in Hauptgleisen nur an Stumpfenden zulässig (B.O. § 20; A. f. S. § 12[4]; T.V. § 44; Gz. f. L. § 34). Grube höchstens 0,5 m tief (T.V. § 44). Für Entwässerung der Grube ist zu sorgen. Unterstützung der Schienen durch zwei Längsträger; diese befestigt an Querträgern, die an den Achslagern der Räder aufgehängt sind. Räder wegen leichter Bewegung möglichst grofs (preufs. Norm. 0,8 und 0,94 m Durchm.), deshalb aufserhalb der Längsträger, u. zw. aufserhalb des freien Profils. Die Querträger, meist in Zwillingsform, die Räder zwischen sich fassend, können bis unter die Höhe der Laufschienen hinabreichen. Bei Schiebebühnen von 8 bis 20 m sind meist 4 bis 8 Laufschienen angeordnet.

Neuerdings Bühnen jeder Gröfse mit 2 Laufsträngen ausgeführt, wodurch Kosten für Fahrbahn niedriger werden. Diese Bauart besitzt innen- und aufsenliegende Längsträger, die durch Querträger verbunden sind; die äufseren Längsträger liegen aufserhalb des Fahrzeugprofils und können daher genügend hoch gemacht werden. An die Aufsenträger werden in Schwinghebel gelagerte Laufrollen so angebracht, dafs sich der Gesamtdruck gleichmäfsig auf alle 8 Räder verteilt. Trotz geringerer Grubentiefe können die Laufrollen im Interesse eines kleinen Fahrwiderstandes genügend grofs genommen werden, so dafs der Kraftbedarf der gleiche wie bei den bisher üblichen Schiebebühnen.

Führung der Bühne dadurch, dafs ein Teil der Laufräder mit Spurkränzen oder Mittelkränzen versehen ist (in diesem Falle Zwillingsschienen nötig). Laufschienen auf Steinwürfeln gelagert oder besser mit Unterlagplatten auf durchlaufender Grundmauer befestigt und nach Lage und Höhe genau gerichtet, da jede Ungenauigkeit die Bewegung erschwert. Die nachteiligen Wirkungen der Gleisunebenheiten lassen sich durch statisch bestimmte Lastverteilungen auf die einzelnen Räder vermeiden.*) Raddruck der Fahrzeuge S. 743. Abdeckung der Bühne durch Riffel- oder Waffelblech (8 mm dick) oder Bohlen. Abdeckung des Führerstandes mit Holz empfehlenswert, da bei Handbetrieb bessere Standfestigkeit und bei elektrischem Betrieb weniger Erdkurzschlufs. Anordnung von Stufen im Wangenmauerwerk zur Erleichterung des Verkehrs in Werkstätten erwünscht; Stufen weifs streichen, um sie augenfällig zu machen und Unfällen vorzubeugen. Feststellvorrichtung bei Lokomotiv-Schiebebühnen durch Schubriegel, wie bei Drehscheiben (S. 784), fehlt oft bei Werkstatt-Schiebebühnen (vgl. u. 3. S. 789).

Beispiel: Preufs. Norm. für Lokomotiven ohne Tender 9 m lang, 3 Querträgerpaare, 3 Laufschienen. Dsgl. für Lokomotiven mit Tender 16,15 m lang; 5 Querträgerpaare, 8 Laufschienen, die beiden äufseren einfach, die anderen in drei Gruppen gepaart; Tiefe der Laufgrube 460 mm unter S.-U.

Vorteile der Laufgrube: Bühnengleis in gleicher Höhe mit den anschliefsenden Gleisen, daher leichtes Aufbringen der Fahrzeuge; Aus-

*) Organ 1910 S. 376.

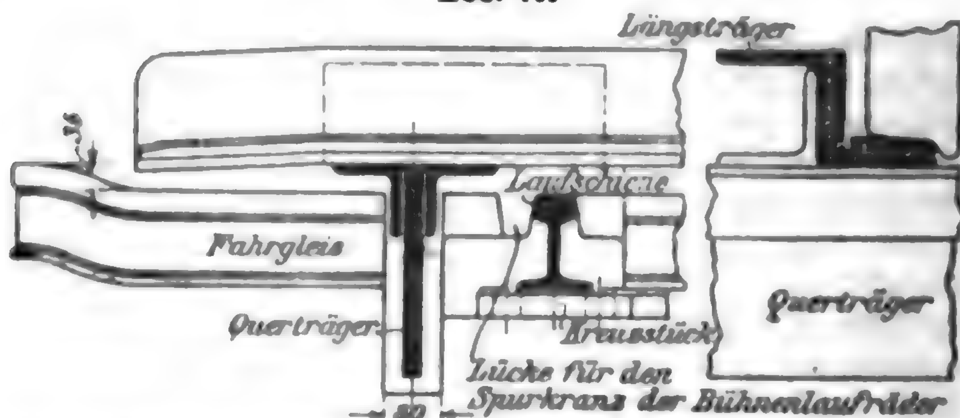
bildung der Träger für schwerste Betriebsmittel ohne Schwierigkeiten möglich.

Nachteile: Die offene Grube erschwert den Verkehr, verschneit im Freien und ist gefahrbringend für bewegte Betriebsmittel.

Bauart **II: Schiebebühnen ohne Laufgrube.** Im allgemeinen nur für Fahrzeuge bis etwa 30 t gut anwendbar, da die Ausbildung stärkerer Längsträger schwierig. Vorteil gegenüber Bauart I ist das Fehlen der offenen Grube. Die Verwendung von Innenrädern ergibt schweren Gang, da diese in Rücksicht auf das Fahrzeugprofil nur klein sein können. Zur Verminderung des Fahrwiderstandes empfiehlt sich die Verwendung von Kugellagern, besonders bei den Innenrädern.*)

Bauart **IIa** gestattet bei einem Abstande der Radachsen von 4,3 bis 4,5 m verhältnismäfsig grofse Räder (0,8 bis 0,9 m Durchm.), mithin leichte Bewegung. Dabei unter den Längsträgern kräftige Querträger, die in Schlitze der Fahrschienen hinabreichen. Dies bedingt mehrfache Unterbrechung der Fahrschienen auf 50 bis 100 mm Länge für jeden Querträger; solche Bühnen in Hauptgleisen nur an Stumpfenden anwendbar, in Werkstattgleisen vielfach üblich, besonders für Wagen und leere Lokomotiven ohne Tender. Schlitze jedoch störend und nicht ganz ungefährlich. — Die Querträger seitwärts an den Laufachsen aufgehängt. Beispielsweise bei 8 m Bühnenlänge vier Laufschienen; je zwei Räder in 1,5 bis 2 m Abstand, auf einer Achse. (Preufs. Norm. 1894 für Wagen in Werkstätten, 8 m lang, 0,8 m Raddurchmesser, 4 Laufschienen.) Dabei beträgt der Höhenunterschied zwischen Fahrfläche der Schiebebühne und den Fahrschienen z. B. 74 mm; er wird jedoch durch eine geringe Senkung (Kröpfung) der Fahrschienen (um 35 mm) geteilt, so dafs der Rest (39 mm) mit Hülfe eines kurzen festen Auflaufs an den Enden der Längsträger unschwer überwunden wird (Abb. 79). Für Entwässerung der Schlitzkanäle sorgen. — Anwendung auch für Lokomotiven bei Kopfstationen.

Abb. 79.



Bauart **IIb** selten. Fahrfläche des Bühnengleises mindestens 45 mm höher als die anschliefsenden Enden der Fahrgleise; zum leichten Auffahren auf das Bühnengleis deshalb Bühne mit einem federnden rampenartigen Ansatz — Zunge — versehen, der von dem auffahrenden Rad auf die Schiene gedrückt wird, aber beim Fahren der Bühne darüber schwebt. Dabei sind in den Fahrschienen sowie in den Bühnenlaufschienen Lücken für die Spurkränze der Räder notwendig. Diese lassen sich bei den Fahrschienen vermeiden, indem die Bühnenlaufschienen etwa um 15 mm höher gelegt werden, so dafs die niedrigen Spurkränze der Bühnenräder über die Schienen der Fahrgleise hinweg-

*) Glaser Ann. 1910, Heft 7 S. 135.

rollen. Die Lücken in den Laufschienen werden dann jedoch so grofs, dafs gepaarte Laufrollen, also verdoppelte Laufschienen (davon die eine erhöht), verwendet werden müssen. Die Auffahrhöhe ist dann noch um 15 mm gröfser als vorhin.

Bauart IIc mit kleinen Innenrädern und grofsen Aufsenrädern hat ebenso wie IIb gegenüber der Bauart IIa den Vorzug, dafs die Schlitzkanäle fortfallen und die Fundamente somit billiger werden. Der Bewegungswiderstand liegt, genaue Lage der Laufschienen vorausgesetzt, die daher wie bei IIb gut zu untermauern sind, zwischen dem der Bauart IIa und IIb. Die Querträger bestehen aus Flacheisenstäben. Der Höhenunterschied zwischen Bühnengleis und Fahrgleis ist gröfser als bei IIb, die Auffahrtzungen müssen daher entsprechend lang gemacht werden. Die Unterbrechung der Fahrschienen kann durch geringe Höherlegung wie bei IIb vermieden werden, so dafs Bühne in Hauptgleisen angewendet werden kann.

Beispiel. Preufs. Norm. 1905. Für Wagen 9 m lang, 4 Querträgerpaare von je 72 × 240 mm. 4 Laufschienen. 6 Aufsenräder 920 mm Durchm., 3 Innenräder 560 mm Durchm. Auffahrthöhe 150 mm, Zungen 2 m lang. Lücken in den Fahrschienen und den Laufschienen 41 mm.

Anm.: Bauart IIc ist auch mit kleinen Aufsenrädern möglich und ähnelt dann in ihren Eigenschaften der Bauart IIb.

3. Bewegungsvorrichtungen.

Kleine Wagen-Schiebebühnen, von Hand geschoben, auch gehaspelt. Für gröfsere Bühnen Antrieb durch Uebertragung einer Kurbel-Drehbewegung auf ein oder zwei Laufräder. Antrieb von Hand oder bei grofsen Bühnen und häufiger Benutzung durch auf der Bühne stehende Gas- oder Dampfmaschine, durch Druckwasser oder durch stetig umlaufendes Seil, das von einer ohnehin vorhandenen Dampfmaschine aus angetrieben wird, neuerdings durch Elektromotor mit Wendeanlasser zum Fahrtrichtungswechsel. Stromzuleitung unterirdisch oder besser oberirdisch. Mit der Bewegungswinde ist unter Zwischenschaltung einer Klauenkupplung häufig eine Windetrommel zum Heranziehen der Wagen durch ein Seil verbunden. Motor wird auch zum Antrieb der Hebeböcke in Werkstätten verwendet. Um ein genaues Anhalten zu ermöglichen, sind die Winden mit Bremsen auszurüsten und diese zweckmäfsig durch Fufstritthebel zu bedienen; auch können Bremshebel und Einrückhebel der Kupplung zwangläufig so miteinander verbunden werden, dafs beim Arbeiten der einen Winde die andere gebremst wird (besondere Feststellvorrichtung durch Riegel alsdann entbehrlich).

Zum Antrieb werden bei Gleichstrom Hauptstrommotoren verwendet; ist eine vom Fahrmotor getriebene Wagenwinde vorhanden, so sind Nebenschlufsmotoren oder wegen des gröfseren Anlaufmomentes besser Doppelschlufsmotoren zu nehmen, andernfalls ist eine Vorrichtung zu treffen, die bei Bewegung der Wagenwinde ein Durchgehen des Hauptstrommotors verhindert.

Uebliche Fahrgeschwindigkeiten bei Lokomotivschiebebühnen 0,5 bis 1,5 m/sk, bei Wagenschiebebühnen bis 2 m/sk. Die Aufzugsgeschwindigkeiten in der Regel die gleichen, wie für die Bühne, da der Bewegungswiderstand der Fahrzeuge meist kleiner als der Fahrwiderstand der Schiebebühne.

4. Bewegungswiderstand, Kraftbedarf.

Bezeichnet

Q das Gesamtgew. der Bühne und der zu verschiebenden Last in kg,
Q' die Belastung der als Triebräder benutzten Laufräder in kg,
W den Bewegungswiderstand am Umfange der Laufräder in kg,
R „ Halbmesser der Laufräder in cm,
r „ „ „ Zapfen der Laufräder in cm,
μ_1 „ Wert der Zapfenreibung der Laufräder,
μ „ „ „ gleitenden Reibung zwischen Rad und Laufschiene,
f die Reibungszahl der rollenden Bewegung in cm,

so ist
$$W = \frac{\mu_1 r + f}{R} Q \quad \text{und} \quad Q' \geq \frac{W}{\mu}.$$

Mittelwerte für Gleitzapfen in Bronzeschalen: $\mu_1 = 0{,}08$ bis $0{,}1$; $\mu = {}^1/_6$ bis ${}^1/_8$: $f = 0{,}05$ cm für gröfsere Räder; für kleinere Räder (Innenräder) $f = 0{,}07$ cm; der gröfsere Wert von μ gilt bei Schiebebühnen in überdachten Räumen und bei gleichmäfsigem Drehmoment (Elektromotor).

Zu dem rechnungsmäfsigen Widerstand ist in Hinsicht auf die Spurkranzreibung, die Unebenheit der Laufschienen und die unvermeidlichen Ungenauigkeiten der Herstellung bei kleineren Bühnen ein Zuschlag von 10 %, bei mittleren 20 %, bei gröfseren bis zu 30 % des Gesamtfahrwiderstandes zu machen.

Der **Kraftbedarf**, je nach Bauart und Fahrgeschwindigkeit verschieden, ist in nachstehender Tafel für elektrischen Antrieb auf Grund von Ausführungen zusammengestellt.

Bauart	Länge in m	Tragfähigkeit in t	Laufraddurchm. in mm	Zapfendurchm. in mm	Geschwindigkeit in m/min	Motor in PS	
Versenkt	8	65	800	105	45	15	Hauptstrom
„	9	80	940	110	40	15	
„	16,15	100	800	105	30	25	Drehstrom
„	20	150	900	105 u. 120	30	24 30	Hauptstrom Drehstrom
Unversenkt IIa	8	25	800	95	60	11	„
„ IIc	9	30	920 aufsen 280 innen	90 u. 60	55	14	„

Die Motoren sollen nicht über 1000 Umdr./Min. besitzen. Drehstrommotoren sind wegen ihres geringeren Anzugsmomentes kräftiger zu wählen als Hauptstrommotoren.

k. Wasserversorgung der Bahnhöfe.*)

Wasserbedarf. Wasser wird verbraucht: a) zur Speisung der Lokomotiven und zum Auswaschen ihrer Kessel; b) zur Speisung von Dampf-

*) Es bedeutet **Gz. W.** eine Bestimmung der **„Grundzüge für die Errichtung von Bahnwasserwerken und Vorschriften für die Wasseruntersuchung"**, vom preufs. Min. der öffentl. Arbeiten, 1907. Vgl. ferner Eisenbahnbau d. Gegenwart, Abschn. 3. Stockert, Teil II.

kesseln, für die Werkstätten, die Gasanstalten, Verbrennungsmotoren; c) zur Reinigung der Wagen (bei Frost heifses Wasser), Besprengung der Bahnsteige, Kohlenlager usw.; d) zur Versorgung der Trinkbrunnen und Gebäude, Aborte; e) für Feuerlöschzwecke.

Da gutes Kesselspeisewasser nicht immer zu Trink- und Wirtschaftszwecken geeignet ist, auf den Bahnhöfen aber weit mehr Kesselspeisewasser als Trinkwasser benötigt wird, wird das Trink- und Wirtschaftswasser u. Umst. aus städtischen Werken bezogen.

Wassermenge für Lokomotivkesselspeisung aus der Anzahl und Art der Züge, deren Lokomotiven zu versorgen sind, aus der Gröfse der Lokomotiv- und Wagenschuppen, Viehwagenwäsche, Werkstätten usw.

Eine Tenderfüllung 10 bis 20 cbm, vereinzelt 30 cbm. Im Flachlande ist je nach Gröfse der Tender, Anzahl und Lage der Zwischenstationen und nach den Steigungsverhältnissen der Bahn die Ergänzung des Tenderwassers nötig nach einer voll belasteten Fahrt von

100 bis 250 km bei Schnellzug-Lokomotiven,
nach 75 bis 150 km bei Personenzug-Lokomotiven,
nach 30 bis 80 km bei Güterzug-Lokomotiven,
nach 20 bis 60 km bei Tender-Lokomotiven;

bei Bahnen mit anhaltend starken Steigungen schon nach 60 km bei Personenzug-, nach 40 km bei Güterzug- und nach 15 bis 30 km bei Tender-Lokomotiven (Gz. W.); aber je nach Bauart oft auch längere Strecken.

Wasserverbrauch einer Lokomotive (im Flachlande) 0,06 bis 0,20 cbm/km. Mittelwert für Schnellzüge 0,1, für Güterzüge 0,15 cbm/km.

Hiernach hängt die Entfernung der Wasserstationen ab von der Verwendung von Güterzug- oder Tender-Lokomotiven und von den Steigungen der Bahn; sie ist i. M. etwa 25 bis 30 km, bei Gebirgsbahnen kleiner, bis zu 5 km herab.

Für ganze Militärzüge ist Wasserverbrauch zu 150 l auf 1 km anzunehmen.

Für Wasserdruckproben sind 5 bis 7 cbm; für jedes Kesselauswaschen 5 bis 10 cbm zu rechnen; aufserdem ist bei mittelmäfsigem Speisewasser zwischen den Auswaschzeiten ein- oder zweimaliges Ablassen des Wassers und Wiederauffüllen mit je 5 cbm erforderlich.

Für Reinigen eines bedeckten Güterwagens bei Viehbeförderung werden etwa 2 cbm, für das eines Kleinviehwagens 7 bis 25 cbm Wasser verbraucht. Kohlenlagerplätze erfordern etwa 2 l/qm, Bahnsteige 1,5 l/qm.

Wasserentnahme: 1. aus Quellen und durch diese gespeisten Sammelteichen, 2. aus Flüssen, Bächen, Teichen und Seen, 3. aus Brunnen oder anderen Grundwassersammlern, 4. aus städtischen Wasserwerken, 5. während der Fahrt aus etwa 500 m langen Kanälen zwischen den Schienen (nach Ramsbottom; England, Nordamerika).

Bei Wasserentnahme zu 1. und 2. sind meist Filteranlagen nötig; bei 1. bis 3. ist aufserdem die Veränderlichkeit der Wassermenge zu beachten; die chemische Reinigung hat sich vielfach nicht bewährt (Gz. W.); bei 4. ist der Einflufs eines möglichen Versagens der Wasserwerke auf die Betriebsicherheit, z. B. durch Naherücken der Wasserstationen (s. u.), zu beseitigen.

Stationen ohne Speisung von Lokomotiven erhalten ihren Wasserbedarf aus Brunnen, auch aus Quellenleitungen oder durch Anschlufs an (städtische) Wasserwerke. Stationen mit Speisung von Lokomotiven

(und zumal solche mit Lokomotivschuppen, Werkstätten) erfordern die Anlage besonderer Wasserstationen (TV. § 58). Erforderliche Wassermenge kann von der Landes-Aufsichtsbehörde festgestellt werden (BO. § 15). (Militärische Rücksichten.) Auf die Wirkung des Frostes ist überall zu achten.

Wasserbeschaffenheit. Die hohe Beanspruchung des Lokomotivkessels verlangt ein besonders gutes Kesselspeisewasser. Solches darf auf 1 l höchstens 0,15 g feste Verdampfungsrückstände (Kesselstein) ergeben. Bei 0,15 bis 0,25 g Wasser noch ziemlich gut, bei 0,25 bis 0,35 g eben brauchbar. Wasser mit gröfserem Verdampfungsrückstande, unreines, chlor- und säurehaltiges Wasser zur Kesselspeisung unbrauchbar (Gz. W.). Untersuchung und u. Umst. dauernde Reinigung nötig. Ueber Reinigung des Kesselspeisewassers II. Bd. S. 57.

Zur Vermeidung von Reinigungsanlagen mit hohen Unterhaltungskosten neuerdings selbst bei hohen Anlagekosten Bezug von natürlich weichem Wasser (oder weichem Wasser aus Tiefbrunnen).

Gereinigtes Kesselspeisewasser ist als Trinkwasser meist nicht einwandfrei.

Trinkwasser, das zur Versorgung der mit der Eisenbahn zu befördernden Truppen bestimmt ist, soll alle vier Jahre, das Wasser aller sonstigen Entnahmestellen alle sieben Jahre untersucht werden. Untersuchung des Trinkwassers Abschn. Wasserversorgung.

Gröfse des Wasserwerks ist nach dem gröfsten täglichen Wasserbedarf zu bemessen (24 Stunden) und auf eine der Stufen: 50, 100, 200, 300, 400, 600, 800, 1000, 1500 cbm und von hier ab um je 500 cbm steigend abzurunden. Der Behälterinhalt einer Wasserstation soll beim stärksten gewöhnlichen Bedarfe mindestens 20 Stunden, bei aufsergewöhnlichem Bedarfe (Militärbeförderung) mindestens 4 Stunden ausreichen. Bei Hülfswasserstationen mufs der Inhalt für die Zeit, in der nicht gepumpt wird, ausreichen.

Bei Entnahme aus fremden Werken ist Aufstellung eines Behälters für zwanzigstündigen Bedarf zweckmäfsig.

Stellung der Wasserstation. Möglichst im Schwerpunkte der Hauptverbrauchstellen, deshalb u. Umst. getrennt von der Pumpstation, deren Lage an die Höhe der Entnahmestelle (Flüsse, Seen) gebunden ist. Bei Neuanlagen zunächst ein grofser Behälter und bei Erweiterung ein zweiter Behälter in Verbindung mit der Kranrohrleitung bei einer anderen Verbrauchstelle. Bei Stationen mit weit auseinander liegenden Bahnhofsbezirken Errichtung mehrerer Wassertürme u. Umst. von vornherein zweckmäfsig.

Ausnahmsweise können zwei und mehrere kleine, runde oder rechteckige Behälter auf demselben Unterbau hergestellt und durch Rohre verbunden werden; diese sollen zur Reinigung und Ausbesserung der Behälter einzeln absperrbar sein.

Die Wasserbehälter sind zu überdecken oder je nach den örtlichen Verhältnissen zu umbauen. Der umbaute Raum mufs besteigbar und mit Entlüftungsvorrichtungen versehen sein. Eiserne Behälter sind mit Einrichtungen zur Abführung des Schwitzwassers auszustatten. Wenn das Wasser in den Behältern längere Zeit hindurch nicht wechselt, so sind sie nach Bedarf im Winter durch Vorwärmer oder Oefen zu heizen.

Tropfboden (aus Zinkblech) oder feste Decke unter den Behältern ist erforderlich, wenn sich darunter Lagerräume u. dgl. befinden; jedenfalls mufs der Behälterboden von unten sichtbar und der Behälter bei Ausbesserungen überall leicht zugänglich sein.

Jeder Wasserturm ist mit einem gut sichtbaren Wasserstandzeiger zu versehen. Wenn der Wasserstand im Behälter vom Pumpwerke aus nicht unmittelbar beobachtet werden kann, so ist er dort durch elektrische Fernzeiger erkennbar zu machen.

Gegen Ueberfüllung sind Ueberlaufrohre anzuordnen, auch sperrt man hierzu mit einem Ventil, das durch Schwimmer oder durch ein (mit Ueberlaufwasser beschwertes) Gefäfs selbsttätig bewegt wird, die Druckleitung der Pumpe ab und bringt gleichzeitig in der Druckleitung ein Sicherheitsventil mit Lärmpfeife oder ein Manometer an. Zu- und Abflufsstelle eines Behälters möglichst voneinander entfernt anzubringen.

Gröfse und Bauart der Behälter. Gestalt kleiner Behälter am besten zylindrisch; aus Blechtafeln genietet, $\geqq 6$ mm stark, Höhe etwa gleich dem halben Durchmesser. Empfohlene Behältergröfsen:

Durchmesser d	m	4,0	5,0	6,5	8,0	9,0	10,0	11,0
Seitenhöhe h	m	2,0	2,5	3,25	4,0	4,5	5,0	5,5
Nutzbarer Inhalt	cbm	25	50	100	200	300	400	500

Boden aus Blechen (6 bis 9 mm dick), kugelförmig (Abrundungs-Halbmesser $= d$, Höhe $= 0{,}134\,d$), auch kegelförmig (Höhe $= {}^1/_8$ bis ${}^1/_9\,d$). Auflagerung auf einzelnen gufseisernen Stühlen oder vollem Ringe. Ueber die Intzesche Form S. 676. Neuerdings werden halbkugelförmige Böden (Halbm. $= {}^1/_2\,d$) und Unterstützung des Behälters durch senkrechte Versteifungen der Zylinderwand für grofse Behälter bevorzugt.

Zur Beseitigung der Schlammablagerung ist jeder Wasserbehälter mit einer Spülleitung zu versehen. Einmündung der Falleitung in den Behälter ist etwas höher als der Behälterboden an dieser Stelle zu legen.

Druckhöhe zwischen Unterkante der Behälter und Schienenoberkante nicht unter 10 m; bei grofser Leitungslänge und bei besonderer Rücksicht auf Feuersgefahr erheblich mehr, so z. B. bei Werkstätten nach der Höhe der Gebäude. Sind Krane für Lokomotiven der Personen- und Schnellzüge zu speisen, so rechne man für je 200 m der 800 m übersteigenden Entfernung 1 m Druckhöhe mehr oder stelle Hülfsbehälter auf.

Ist in der Nähe des Hauptwasserverbrauches eine natürliche Höhe vorhanden, so ist bei gutem Baugrunde die Anlage eines gemauerten Behälters (Wasserkellers) von runder oder viereckiger Form zweckmäfsig. Inhalt tunlichst den zwei- bis dreitägigen Bedarf umfassend (Gz. W.). Bei schlechtem Baugrund runder eiserner Behälter.

Rohrleitungen. Gewöhnlich innen und aufsen geteerte Muffenrohre. Der Durchmesser der Hauptverteilungsleitungen soll nicht unter 200 mm betragen; sie sind im übrigen nach der von ihnen verlangten Leistung mit Berücksichtigung der Hülfsbehälter von Fall zu Fall zu berechnen. Lichter Durchmesser für kurze Saug- und Druckrohrleitungen etwa ${}^2/_3$ von dem des Pumpenkolbens; für längere Leitungen ist bei der Lichtweite Berücksichtigung des Leitungswiderstandes (I. Bd. S. 277 ff.) nötig. Saugrohr zum Brunnen, Druckrohr nach dem Behälter. Fallrohr

vom tiefsten Punkte des Behälters nach den Entnahmestellen. Bei geringer Entfernung zwischen Pumpwerk und Wasserbehälter ist die Druckleitung nicht als Falleitung zu benutzen. Bei gröfserer Entfernung zwischen Pumpe und Behälter kann zur Einschränkung der Anlagekosten die Druckleitung in genügender Entfernung von der Pumpe als Falleitung verwendet werden. Sie ist im übrigen so anzulegen, dafs der Behälter nicht auslaufen kann, wenn sie bricht oder undicht wird (Schwanenhalsausgufs). Alle Rohrleitungen sind mit stetigem Gefälle anzuordnen; sonst an Stellen, wo sich Luftsäcke ansammeln, kleine Windkessel und Entlüftungsventile oder -hähne nötig. Krümmer mit kleinen Abrundungen oder T-Stücke ohne jede Abrundung sind zu vermeiden (Gz. W.). Durchmesser der Kranrohre und Zuleitung $\geq$ 200 mm. Frostfreie Lage der Rohre im Erdboden in Deutschland 1,3 bis 1,6 m tief. An geeigneten Stellen sind Schieber, Schlammkasten und Windkessel einzuschalten.

Alle Leitungen müssen sich vom Behälter aus spülen lassen.

In nachgiebigem Boden oder, wo bei einer Beschädigung der Rohrleitungen Bauwerke, Bahndämme u. dgl. gefährdet werden könnten, werden flufseiserne Rohre mit Jutebewicklung angewendet.

Die Leitungsrohre dürfen nicht chemischen Einflüssen ausgesetzt werden, z. B. nicht in Kohlenasche oder Schlacke eingebettet werden.

Gleise usw. sind durch Leitungen möglichst wenig zu berühren.

Für jedes Leitungsnetz ist ein besonderer Rohrplan zu fertigen.

Pumpwerke sind da anzulegen, wo gutes Wasser dauernd reichlich vorhanden ist. **Brunnen**, 2 bis 3 m Durchm. und womöglich 4 bis 5 m vom nächsten Bauwerk entfernt, abgedeckt. Je nach den örtlichen Verhältnissen Flach- oder Tiefbrunnen, u. Umst. auch beide Arten, die, wenn möglich, durch Heberleitungen zu verbinden sind. Tiefbrunnen sind in der Regel als Rohrbrunnen herzustellen, oben zuweilen mit einem gemauerten, bequem besteigbaren Schacht für das Pumpwerk.

Bei Heberleitungen ist zur Aufspeicherung des Wassers ein der Pumpenfördermenge angepafster Sammelbrunnen anzulegen, in den die Heberleitungen unter tiefstem Wasserstand einmünden. Der Brunnen ist um so tiefer zu bemessen, je länger die Heberleitungen, weil zur Bewegung des Wassers in diesen Leitungen nur der Unterschied der Wasserspiegel im Rohr- und Sammelbrunnen zur Verfügung steht. Höchster Punkt der Heberleitung und tiefster (abgesenkter) Wasserspiegel des Sammelbrunnens dürfen höchstens 8 m voneinander entfernt sein. Mit Rücksicht auf die erzielbare, nur geringe Geschwindigkeit in den Heberleitungen nicht zu kleine Durchmesser wählen. Jeder Brunnen einzeln derart abschaltbar, dafs seine Reinigung ohne Störung möglich ist. Widerstände in der Heberleitung möglichst vermeiden, daher auch keine rechtwinkligen Anschlüsse. Allmähliches Ansteigen bis zum abfallenden Rohrende erforderlich. Am höchsten Punkt der Leitung ist die Luft je nach der im Grundwasser enthaltenen Luft- und Kohlensäuremenge durch besondere Einrichtungen (Wasserstrahlejektor, Luftpumpe) abzusaugen, die gleichzeitig zum Ingangsetzen der Anlage erforderlich sind.

Die **Pumpwerke** sollen den 24 stündigen Bedarf in etwa 10 Tagesstunden fördern, nur bei aufsergewöhnlichem Bedarf (Truppenbeförderung) ist mit Nachtbetrieb auszuhelfen (Gz. W.). Bei elektrischem Betrieb der

Pumpen mit ständiger Stromzuführung und selbsttätigen Schaltvorrichtungen ist in der Regel Tages- und Nachtbetrieb zweckmäfsig.

Zur Wasserförderung sind geeignet: Kolbenpumpen, Kreiselpumpen (geringe Wartung), die letzteren besonders bei elektrischem Antrieb, bei Tiefbrunnen Pumpen mit senkrechter Welle (geringer Grundflächenbedarf) und unmittelbar gekuppelten elektrischen Triebmaschinen oder Prefsluftpumpen (Mammutpumpen), Pulsometer nur als Aushülfsanlagen bei Wasserentnahme aus Brunnen.

Als Dampfleitung zu von Lokomotiven betriebenen Wasserhebevorrichtungen sind biegsame Rohre $\gtreqless$ 2,5 m lang anzuwenden, deren Anschlufsstücke mit denen der Dampfheizleitung übereinstimmen (T V. § 82 u. 103). Saughöhe der Pumpen $\lesseqgtr$ 6 bis 7 m.

Die Anlage von Aushülfsmaschinen für Notfälle ist besser als Wasserstationen in halber Entfernung; doch können zwischen den Haupt-Wasserstationen kleine Hülfs-Wasserstationen, mit Pulsometer, Handpumpe, Windrad oder einer (geeignetenfalls von einem Wanderheizer bedienten) Kleinkraftmaschine ausgerüstet, u. Umst. vorteilhaft sein.

Wasserkrane (BO. § 15[2]). Jeder Wasserkran mufs in der die Gleise freilassenden Ruhelage feststellbar sein und mindestens 1 cbm/min liefern können. Bei Wasserkranen für durchgehende Personen- und Schnellzüge ohne Lokomotivwechsel soll die Ausflufsmenge nicht unter 5 cbm/min betragen (Gz. W.). Hierfür empfiehlt sich aufserdem zwecks schneller Abfertigung die Verwendung von Kranauslegern mit Gelenkrohren. — Ausgüsse der Wasserkrane müssen mindestens 2,85 m über S.-O. liegen. T V. § 59[1] geben als bindende Vorschrift bei Neu- oder Umbauten mindestens 3,0 m über S.-O. Für die zum Schnellzugdienst bestimmten Wasserkrane wird 3,4 m empfohlen. Wasserkrane mit drehbarem Ausleger müssen mit einem Signal versehen sein, das die Querstellung des Auslegers bei Dunkelheit anzeigt (BO. § 15[4]; S.-O. Signal 11; T V. § 59). Zwischen zwei Gleisen stehende Krane sind so anzuordnen, dafs während des Wasserfassens in dem einen Gleis nicht ein Teil des Kranes in die Umgrenzung des lichten Raumes des anderen Gleises hineinragt. Bei Frostwetter mufs das Wasser aus den Kranen abgelassen werden können. Freistehende Krane sind ein- und mehrgleisigen Kranauslegern (Wandwasserkranen) vorzuziehen. Ausleger meist wagerecht, selten lotrecht drehbar oder schlauchförmig. Behälter-Wasserkrane wenig gebräuchlich. Doch sind zur Abkürzung der Entnahmezeit bei Wassernehmen ohne Lokomotivwechsel Hülfsbehälter von 25 bis 50 cbm Inhalt in unmittelbarer Nähe der Wasserkrane zweckmäfsig.

Aufstellung der Wasserkrane zwischen den Hauptgleisen an den Bahnsteigen derart, dafs in jeder Fahrrichtung die Lokomotiven ohne Abkupplung vom Zuge Wasser nehmen können. Ihre Ausleger sollen in Ruhestellung tunlichst der Fahrrichtung entgegengerichtet sein. Für durchgehende Güterzüge ohne Lokomotivwechsel sind die Wasserkrane an den Ausfahrtgleisen für jede Fahrrichtung möglichst so aufzustellen, dafs die Zuglokomotiven sie ohne mehrfaches Hin- und Herfahren erreichen können. Für die einem Bahnhofe zugeteilten Lokomotiven ist ein Wasserkran neben jedem Einfahrtgleise zum Lokomotivschuppen (etwa nahe der Kohlenladebühne oder an der Reinigungsgrube, aber so, dafs zum Absteigen in die Grube noch Platz ist) aufzustellen. Im Inneren der

Schuppen ist die Aufstellung von Wasserkranen entbehrlich (Nachfüllen durch die Auswaschluken, Ablafshahn). Auf gröfseren Verschiebebahnhöfen Aufstellung der Wasserkrane in der Nähe der Hauptausziehgleise oder der Ablaufberge, wenn kein anderer in der Nähe.

Bemerkung. Auf Nebenbahnen, die strategische Bedeutung haben, sind die für die Wasserversorgung der Hauptbahnen aufgestellten Grundsätze ebenfalls mafsgebend; andernfalls sind nur die örtlichen Verhältnisse für die Anlage der Wasserstationen bestimmend (Gz. W.).

Wasserpfosten und **Zapfhähne** sind an den Bahnsteigen, Entseuchungsanlagen und Kohlenlagern, an den Aufstellungsgleisen zum Reinigen der Wagen und für Feuerlöschzwecke vorzusehen. Die Zuleitungen nicht unter 50 mm lichter Weite (Gz. W.). Alle Zapfstellen für Feuerlöschzwecke leicht zugänglich dort angebracht, wo sie vom Feuer nicht unmittelbar erreicht werden können (Feuerwehrfachmann). Wo zu Feuerlöschzwecken höherer Wasserdruck als gewöhnlich verwendet wird, müssen Umstellvorrichtungen leicht zugänglich und bequem bedienbar sein (Gz. W.).

I. Kohlenversorgung der Bahnhöfe.*)

(Vgl. II. Bd. S. 490 ff.)

Kohlenverbrauch. Der Kohlenverbrauch gleicher Lokomotivgattungen unter denselben Verhältnissen schwankt mit Rücksicht auf den Unterhaltungszustand, die Behandlung der Fahrzeuge und die Fähigkeiten des Personals sehr erheblich. Kohlenverbrauch, auf Zugkilometer bezogen, gibt keinen Anhalt für Beurteilung der Wirtschaftlichkeit, da Streckenverhältnisse, Fördermengen und Geschwindigkeiten zu berücksichtigen sind. Das gleiche gilt von der Mafseinheit: t/km. Am einwandfreiesten ist Beziehung des Kohlenverbrauchs auf PSst, die sich aber nur bei besonderen Versuchen einwandfrei ermitteln lassen.**)

Der Kohlenverbrauch einer Lokomotive fällt bis zur wirtschaftlichsten Ausnutzung, er steigt mit zunehmender Geschwindigkeit und auf Steigungen. (Für Güterzüge sind etwa 30 km/st als wirtschaftlichste Geschwindigkeit anzusehen.) Leerzüge erfordern höheren Kohlenverbrauch als Vollzüge gleichen Gewichts. Lokomotiven mit grofser Zugkraft für gleiche Fördermengen wirtschaftlicher als mehrere kleine (besonders auch mit Rücksicht auf Personalbedarf und Unterhaltungskosten). Verkehrs- und Streckenverhältnisse bedingen so erhebliche Schwankungen im Kohlenverbrauch, dafs Vergleich nur bei denselben Vorbedingungen angängig. Auf PSst am Triebradumfang bezogen, kann etwa 1,4 kg als Kohlenverbrauch angenommen werden. Auf Flach- und Hügellandbahnen werden im Mittel etwa 12 kg/km, bei Personenzügen etwa 10 kg/km, bei Güterzügen etwa 16 kg/km Kohlen verbraucht; dabei verdampft 1 kg Kohle etwa 6 bis 7 kg Wasser.

Brennstoffkosten betragen etwa 8 bis 12 % der Gesamtausgaben der Eisenbahnen. Kosten für eine Lokomotive im Jahresdurchschnitt

*) Stockert, Handbuch des Eisenbahnmaschinenwesens, Teil II; Eisenbahntechnik der Gegenwart, Teil II.

**) Sanzin, Brennstoffberechnung für Lokomotiven, Verkehrstechn. Woche 1910 S. 701 ff. — Richter, Abhängigkeit des Heizstoffverbrauches der Lokomotiven von den Betriebsleistungen der Eisenbahnen. Organ 1909 S. 12 ff.

1000 bis 6000 *M.* (bei mäfsigen Kohlenpreisen ohne Berücksichtigung der Frachtkosten).

Lagerung der Kohlen. Auf gröfseren Bahnhöfen sind ausreichende Kohlenbestände zu lagern (Kriegsbestände, Herbstvorräte). Lokomotivkohlen sind jedoch möglichst von den Wagen an die Lokomotiven unmittelbar zu verausgaben. Kohlen, Koks und Briketts sind sonst getrennt auf trockenem Lager mit ebener tragfähiger Grundlage unterzubringen. Stapelhöhe der Kohlen bis zu 2,5 m, der Briketts (nur wetterbeständige auf Dauerlager) bis 3 m. Staubkohlenhaufen sind in senkrechter Richtung mit Gasrohren in Entfernungen von einigen Metern zu durchsetzen, in die von Zeit zu Zeit Thermometer zur Feststellung der Temperaturen hinabzulassen sind. Neben Dauerlagern, die zweckmäfsig nach Jahrgängen und Zechen getrennt werden, sind Tageslager in Nähe der Ladebühne anzulegen. Ermittlung der Bestände durch Vermessen; Durchschnittsgewichte für 1 cbm

Lokomotivsteinkohlen aus	dem Ruhrgebiet	900 kg	Gassteinkohlen . .	800 kg
	dem Saargebiet	870 „	Schmiedesteinkohlen	760 „
	Niederschlesien	830 „	Steinkohlenbriketts .	1000 „
	Oberschlesien .	780 „	Schmelzkoks . . .	450 „
			Gaskoks	350 „

Lager meist gut umfriedigt („Kohlenbansen"), durch ein oder mehrere Zufuhrgleise gespeist, in Nähe der Verbrauchstellen mit Rücksicht auf Erweiterungsmöglichkeit von leicht verschiebbaren Schmalspurgleisen (50 bis 75 cm Spurweite) durchzogen.

Kohlenversorgung der Lokomotiven von Hand, mit Kranen oder grofsen mechanischen Einrichtungen. Beförderung der Kohlen von der Banse zur Bühne und von da zu den Tendern, bei geringem Bedarf wohl noch mittels Körbe, die mit Hand oder Wippbaum hinaufgehoben und auf die Tender von Hand oder durch Schütttrinnen entladen werden. Kohlenbühne (etwa 3 m breit) liegt etwa 2 bis 2,5 m über S.-O. zwischen der Kohlenbanse und dem Lokomotivbekohlungsgleise. Länge der Bühne nach Bedarf zur Aufstellung gefüllter Körbe oder eiserner Behälter. Inhalt eines Korbes 50 kg; an deren Stelle bei mittleren und gröfseren Anlagen auf Schmalspurgleisen laufende Kohlenwagen („Hunde") mit 500 oder 1000 kg Inhalt, die mit Drehkranen auf die Bühne gehoben und durch Schütttrinnen entleert oder besser mittels Tragbügel über den Tender gehoben und ausgekippt werden. Antrieb der Krane elektrisch; seltener von Hand oder durch Druckwasser.

Bei grofsem Kohlenverbrauch sind mechanische Bekohlungsanlagen am wirtschaftlichsten. 1. Vollbahnselbstentladewagen werden mit Lokomotiven auf Rampe über Hochbehälter geschoben oder durch Seil auf die Hochbahn gezogen und dort entladen (grofse Längenausdehnung). 2. Wagen werden zu ebener Erde in Schütttrümpfe durch Selbstentladung oder mittels Kohlenkipper entleert und die Kohlen durch Becherketten in Hochbehälter gefördert (Huntsche Verladeeinrichtung), aus denen Schütttrinnen sie — meist nach Wägung oder Messung — auf die Tender befördern (Saarbrücken, Grunewald*) u. a. m.). 3. Um das Umladen vom

*) Harprecht, Mechanische Lokomotivbekohlungsanlagen mit Angaben über Bekohlungszeiten und -kosten; Glaser Ann. 1906 I S. 184. Ueber Bekohlungszeiten und -kosten ferner Zimmermann, Organ 1910 S. 265.

Lager in die Hochbehälter und die damit verbundene Zerkleinerung der Kohlen zu vermeiden, auch fahrbare Portalkrane, die, den Kohlenlagerplatz bestreichend, mittels Greifer aus den eingehenden Wagen die Lokomotiven bekohlen, die Kohlen auf Lager geben oder vom Lager den Lokomotiven zuführen (Mannheim,*), Frankfurt a. M.). 4. Wo die Geländeverhältnisse es zulassen, auch tiefliegende Bekohlungsgleise und hochliegende Lager, so dafs Schmalspurwagen vom Lager an die Schüttrinnen gefahren werden und ihren Inhalt durch drehbare Kopfwände auf die Tender entleeren.

Verbrennungsrückstände. Schlacken und Aschenteile bei Bahnunterhaltung, zu Drainierungen, Befestigung von Landwegen, für Bürgersteige und zur Anfertigung künstlicher Steine oder dgl. Rauchkammerlösche enthält je nach der verwendeten Kohle 6070 bis 6200 WE (bei schlesischer Kohle), 5150 bis 5200 WE (bei Ruhrkohle), 3850 bis 4520 WE (bei Saarkohle).**) Gemischt mit Kohlen unter stehenden Kesseln (mit Unterwind), verfeuert ohne besondere wirtschaftliche Vorteile; neuerdings in Sauggasgeneratoren (Pintsch) vergast (Sauggas $\cong$ 1100 WE/cbm), Königsberg, Insterburg usw. Neben den Reinigungsgruben der Lokomotivschuppen (s. dort) hinreichende Lagerplätze. Bei grofsen Anlagen, besonders in Amerika, auch mechanische Einrichtungen zur Fortschaffung der Rückstände in Verbindung mit den Bekohlungsanlagen.

m. Einrichtungen für die Behandlung der Fahrzeuge.

1. Lokomotivschuppen***) (T V. § 60; A. f. S. § 12).

Die **Lage der Lokomotivschuppen** ermögliche bequeme Verbindung namentlich mit den Halteplätzen der Personenzüge ohne Störung des Verkehrs; nur in besonderen Fällen neben diesen kurze Lokomotivwartegleise, da bei der zulässigen Dienstdauer der Lokomotivmannschaften tägliches Warten vieler Lokomotiven die Wirtschaftlichkeit beeinträchtigt. Deshalb sollen auch die Lokomotiven bei Fahrten zu und von Schuppen sowie bei Wasser- und Kohlennehmen sich gegenseitig nicht behindern. Ein- und Ausfuhrgleise getrennt, bei grofsen Anlagen je doppelt. Reinigungsgruben, Wasserkrane, Bekohlungsanlagen derart, dafs Ausschlacken und Versorgen mit Vorräten möglichst ohne Wechsel der Fahrtrichtung erfolgen kann. Anlage auf der Seite der Hauptgleise, wo die meisten Lokomotiven umwechseln. — Möglichst in Verbindung mit dem Lokomotivschuppen: Aufenthalts-, Uebernachtungs- und Baderäume für Lokomotivmannschaften sowie Räume für Vorräte und Geräte. Betriebwerkstätten S. 805.

Der **Zweck der Lokomotivschuppen** ist, die Lokomotiven während der Ruhezeit vor der Witterung zu schützen; ihre Reinigung, Untersuchung und Instandsetzung zu erleichtern und sie für die Dienstleistung

*) Zimmermann empfiehlt auf Grund von Betriebsergebnissen, Bekohlungsanlagen ähnlich der in Grunewald, aber mit Doppelaufzug, zu verwenden (Organ 1910 S. 266).

**) Z. d. V. deutscher E.-V. 1907 S. 1134.

***) Grundsätze für das Entwerfen und den Bau von Lokomotivschuppen (in Preufsen) Eisenb.-Verordn.-Bl. 1908 S. 29 ff., dafür die Abkürzung Gr. L. und Cornelius, Das Entwerfen und der Bau von Lokomotivschuppen.

vorzubereiten. In Amerika dienen die Lokomotivschuppen fast ausschliefslich zur Vornahme der Ausbesserungen; betriebsfähige Lokomotiven stehen — für Güterzugdienst meist angeheizt — im Freien. Je zweckmäfsiger die Schuppenanlagen, desto kürzer die Wartezeit der Lokomotiven. Daher Einrichtung je nach den Betriebsverhältnissen; bei gröfseren Bahnhöfen Trennung der Schuppenanlagen für Personen- und Güterzuglokomotiven zweckmäfsig. Im allgemeinen **Anzahl und Gröfse** derart, dafs etwa 75 % aller Betriebslokomotiven, bei Bahnen ohne Nachtdienst alle Lokomotiven Unterkunft finden.

Gestalt: Grundrifsform ist in erster Linie durch den verfügbaren Platz, die Verbindung mit den Betriebsgleisen unter Berücksichtigung der Lokomotivzahl und der zu erwartenden Erweiterung zu wählen. Rechteckige Schuppen — bei grofser Standzahl mit Schiebebühnen im Inneren (Drehscheibe aufserhalb des Schuppens) — sind, da die bebaute Fläche für einen Stand am kleinsten ist, im allgemeinen am billigsten; sie erfordern geringe Unterhaltungskosten. Nachteil ist das zeitraubende Aus- und Einfahren der Lokomotiven, das mit der Länge der Aufstellungsgleise und der Zahl der aufgestellten Lokomotiven wächst. Anordnung der Rauchabzüge schwierig, besonders bei Lokomotiven verschiedener Länge. (In England daher häufig besondere Rauchfangtröge). Drehscheibe wird nur bei ausschliefslicher Verwendung von Tenderlokomotiven entbehrlich. Rechteckige Schuppen sind am leichtesten zu erwärmen, runde wegen grofser Höhe weniger leicht, ringförmige wegen der vielen Tore am schwersten. Trotzdem ist wegen Erweiterungsfähigkeit bei gleichzeitig bequemer Zukömmlichkeit die Ringform am meisten beliebt, u. zw. in der Regel mit besonderem Tore für jedes Gleis. Die zeitweise bevorzugte Ringform mit zwei im Tore verschlungenen Gleisen (Frankfurt a. M. u. a.) verlangt erhebliche Vergröfserung der Tiefe (um 4 bis 5 m) und sehr weite Tore (7,4 m) und ist daher teuer.

Innere Länge bei einer Lokomotivlänge von l m (in Deutschland l in der Regel bis 19 m, für die 4- und 5achsigen Schnell- und Personenzuglokomotiven mit Tender neuerdings bis 22 m und unter besonderen Verhältnissen noch darüber hinaus, 17 m für 3achsige Schnellzug- und für Güterzuglokomotiven) im allgemeinen für einen Stand $l + 4$ m; für zwei Stände hintereinander $2l + 4{,}6$ m; für drei Stände $3l + 5{,}2$ m. Mehr als zwei Stände auf einem Gleis erfordern beiderseitigen Zugang. Da aufzustellende Lokomotivgattungen mit dem Verkehr sich schnell ändern können, soll Schuppenanlage nicht zu sehr an bestimmte Gattungen gebunden werden.

Innere Weite: Wandabstand von Gleismitte $\geqq 3{,}5$ m. Gleisabstand von Mitte zu Mitte 5,0 bis 5,5 m ($\geqq 4{,}7$ m ohne Zwischenstützen). Für jede Lokomotive so viel Raum, dafs an ihr allseitig bequem gearbeitet werden kann (T V. § 60). — Bequemes Auswaschen, Einziehen von Siederohren, geringes Vor- und Zurückschieben der Lokomotiven mufs sich vornehmen lassen.

Ueber Schiebebühnen soll zwischen den Dachstützen $\geqq 18{,}5$ m Länge frei bleiben. Derselbe Raum mufs bei Kreisform über der Drehscheibe frei bleiben. Schnellzuglokomotiven erfordern Drehscheibendurchmesser von 20 m und entsprechend lange Schiebebühnen.

Tore ≧ 4,80 m hoch über S.-O., Lichtweite (T V. § 60 u. Gs. L. 13) ≧ 3,35 m, bei Neubauten aber ≧ 3,80 (BO. § 11 [7]). T V. empfehlen bei Neubauten 4,00 m. Der Lichtweite 3,35 m entspricht bei Ringform ein Abstand der Gleisachsen in der Torflucht von mindestens 4,15 m bei gemauerten Pfeilern und von mindestens 3,65 m bei Pfeilern aus Walzeisen. Bei 4,00 m Torbreite erhöhen sich diese Abstände also um etwa 0,65 m. Tore meist mit Oberlicht versehen, schlagen nach aufsen auf und sind gegen Zuschlagen durch Windstöfse gut zu sichern. Hölzerne Tore mit Eisenverstärkung zweckmäfsiger als eiserne; Beschaffung zwar teurer, Unterhaltung aber billiger. Wenigstens in den beiden äufseren Toren sind Schlupftüren 0,8 bis 1,0 m breit vorzusehen.

Rauchfänge, aus Blech (rostet leicht) oder Gufseisen, seltener Tonrohre mit Schmelzüberzug, von (0,3 bis) 0,5 m Durchm., rd. 4,5 bei 23 m und 4 m bei 21 m Standlänge von einem Ende jedes Standes, entsprechend der Stellung der Lokomotivschornsteine, an dem Dachbau zu befestigen; um bei jeder Windrichtung zu wirken, müssen sie über Dachfirst reichen. Vereinigte Rauchableitung durch einen unten,*) in oder an der Wand liegenden oder am Dache aufgehängten (oder im Fufsboden angeordneten, Rothensee bei Magdeburg) Sammelkanal mit Zuführungsrohren von den Rauchfängen und Einmündung in einen 35 bis 40 m hohen Schornstein (bei 1,25 m oberer Lichtweite für 14 bis 16 Stände ausreichend) hat sich bewährt (Aachen, Berlin Anh. Bhf.). Sie macht einen Teil der Dunstabzüge, u. Umst. auch weitere Heizvorrichtungen entbehrlich. T V. empfehlen gemeinsame Rauchabführung, wo auf Verminderung der Rauchbelästigung Wert gelegt werden mufs. — Holzteile des Daches in der Nähe der Lokomotivschornsteine ≧ 5,80 m über S.-O. (T V. § 60). Zweckmäfsig ist, die Rauchfänge mit festen Seitenwangen (4,15 m über S.-O.) und beweglichen Querwänden zu versehen, so dafs diese den Schornstein der Lokomotive nach der Einfahrt ganz umschliefsen. Rauchfänge ohne bewegliche Teile ≧ 4,3 m über S.-O. Statt der Rauchfänge neuerdings auch trichterförmiger, nach den beiden Seiten senkrecht zum Gleis auseinanderklappbarer Abschlufs der Rauchröhren, der den Schornstein der Lokomotiven dicht umschliefst (Bauart Fabel-München). In den Rauchfängen sind Abschlufsklappen zweckmäfsig — bei Sammelableitung erforderlich —, um Entweichen warmer Luft im Winter zu verhindern.

Dunstabzüge ≧ 10 bis 15 qm Luftgitterfläche für jeden Stand bei schlechter Rauchabführung.

Arbeitsgruben im Inneren der Schuppen 0,85 bis 1 m tief unter S.-O. und 1,1 bis 1,2 m breit, für jeden Stand in ganzer Länge der Lokomotive mit Tender, mit 0,5 m über die Lokomotivlänge hinausragenden Treppenstufen; zu entwässern durch Längsgefälle oder besser durch Quergefälle mit seitlicher Längsrinne nach einem Kanal, der zweckmäfsig im Inneren des Schuppens quer vor den Gruben liegt und zugänglich (z. B. mit Eisenplatten abgedeckt) ist. Zweckmäfsig 0,6 m unter S.-O. ein Absatz von 10 bis 15 cm Breite zum Auflegen von Standbohlen beim Arbeiten an höheren Lokomotivteilen.

---

*) Ueber den Bau neuerer Lokomotivschuppen Verkehrstechn. Woche v. 8. Juni 1912.

Bei Sammelheizung sind Längsseiten der Gruben in ihrem unteren Teile mit beiderseitigen Aussparungen von 0,4 m Höhe und 0,1 m Breite zur Unterbringung der Heizrohre zu versehen.

Beleuchtung durch grofse Fenster (bis nahe zum Fufsboden herab); erforderlichenfalls aufserdem Oberlicht. Lichteinfall (Fensteröffnungen) am besten zwischen den Gleisachsen. Verkehrswege sind bei Dunkelheit dauernd zu beleuchten; Steckdosen oder Gashähne.

Heizung durch Oefen (u. Umst. bewegliche); bei grofsen Anlagen Sammelheizung, wenn Dampfkesselanlage vorhanden ist oder Lokomotiven Dampfheizeinrichtung haben, die dann bei aus dem Dienst kommenden Lokomotiven anzuschliefsen ist, so dafs besondere Kesselanlage entbehrlich, bei guter Sammelrauchabführung Heizung oft nicht erforderlich, wenn die Rauchabzugkanäle im Schuppen frei geführt werden. Luftheizung (Sturtevant) in Amerika häufig.

Fufsboden aus Klinkerpflaster, natürlichen Steinen oder Zementbeton; Asphalt nicht ratsam. Am besten in Höhe der S.-O., mit Entwässerung unter den Schienen hindurch, indem zwischen Schiene und Pflaster ein schmaler Zwischenraum gebildet wird. Holzfufsboden, wo Werkbänke aufgestellt sind. Bei gröfseren Schuppen besondere Fundamente für Hebeböcke.

Wasserzuleitung mit reichlichem Druck zweckmäfsig im Entwässerungskanal, zum Auswaschen und Wiederauffüllen der Lokomotivkessel; Zweigrohre von 6 bis 7 cm Durchm. zu den Schlauchhähnen (Unterflurhydrant in abgedeckter Grube), von denen mindestens einer zwischen zwei Gleispaaren angebracht wird (Gs. L. 22), Trinkwasseranschlüsse, Waschbecken.

Dampf- oder Heifswasserleitungen zweckmäfsig, um Wasser aus den abzukühlenden Lokomotiven in Behälter zu sammeln und Speisewasser vorzuwärmen, zum Auswaschen der Kessel und schnellen Wiederauffüllen und Unterdampfsetzen der Lokomotiven.

Auswascheinrichtungen.*) Warmauswaschen der Lokomotiven behufs Schonung der Kessel besonders da erforderlich, wo Lokomotiven bald wieder dienstbereit sein müssen. Nach dem Auswaschen ist Kessel mit warmem Wasser zu füllen, wenn keine Zeit zu vollständigem Abkühlen vorhanden ist. Auswaschfristen je nach den Wasserverhältnissen und der Lokomotivbeanspruchung etwa 5 bis 20 Tage. Für das Auswaschen sind etwa 10stündige Pausen erforderlich (5 st für die Zeit zum Erkalten, 3 st zum Auswaschen und 2 st zum Wiederanheizen). Wasserdruck für das Auswaschen bei 5 bis 10 cbm Wasserverbrauch $1^1/_2$ bis 5, vereinzelt bis 8 at. Zum Warmauswaschen ist Anlage einer am Dachstuhl aufgehängten, umhüllten Dampfleitung zweckmäfsig, von der senkrechte Abzweigrohre nach den zwischen den Ständen befindlichen Hydranten mit Mischdüsen führen, an die Ausspritzschläuche angeschlossen werden. Auch Dampfstrahlspritzen bewährt. Den Dampf liefert Kesselanlage oder Lokomotive. Nach Wittenberg-Schilhan wird Tenderwasser der auszuwaschenden Lokomotive durch Lokomotivdampf erwärmt und mit Hülfe von fahrbarer Pumpe zum Auswaschen verwendet; Kessel wird mit dem übrigen warmen Tenderwasser durch Pumpe wieder gefüllt.

---

*) Bulletin des intern. Eisenbahn-Kongrefs-Verbandes 1909 S. 60 u. 560 über Behandlung der Lokomotiven auf Endbahnhöfen und die beste Art des Auswaschens.

Druckluftleitungen erforderlich, um Siede- und Rauchrohre durch Ausblasen zu reinigen (T V. § 60). Bei gröfseren Lokomotivschuppen Aufstellung von Druckluftpumpen nebst ausreichenden Druckluftbehältern. Druckluftleitung zwischen je zwei Ständen mit einem Abzweigrohr mit Absperrhahn und Schlauchkupplung. Bei kleineren Schuppen Druckluft von Lokomotive entnommen. Mit Druckluft ist Reinigung der Heizrohre in kürzerer Zeit und gründlicher ausführbar als mit den üblichen Handgeräten (eiserne Stangen am vorderen Ende mit Werg, Hanf oder Putzwollballen, bei festem Rufs auch mit Schnecken versehen).

Anheizvorrichtungen. Auf gröfseren Lokomotivstationen Anheizöfen. In den Dampf- und Druckluftleitungen sind überdies Stutzen für den Anschlufs von in den Schornstein der Lokomotiven zu hängenden Hülfsbläsern vorzusehen. Dauer des **Anheizens** 2 bis 4 st.

Hebevorrichtungen für schwere Lokomotivteile; an den Arbeitsgleisen Krane, u. a. auch zum Verladen der Achsen. Aufserdem Lokomotivhebeböcke und Winden erforderlich. **Achssenken,** Achswechselgruben bei 15 und mehr Ständen. Anordnung in zwei nebeneinanderliegenden Ständen in einem etwa 2,8 m breiten, unter diesen durchgehenden Kanal. Lage der Grube, dafs möglichst sämtliche Achsen der Lokomotive bei geschlossenen Toren nachgesehen werden können; bei geöffneten Toren ringförmiger Schuppen dürfen jedenfalls auch bei äufserster Stellung der Lokomotive über der Achswechselgrube die benachbarten Gleise nicht gesperrt werden.

Sandtrockenöfen für den Sand der Lokomotivsandstreuer (Sand möglichst lehmfrei und gut gesiebt). Trockenöfen, z. T. mit Sieben verbunden, bestehen aus der Feuerung, der Trockenplatte und dem Rauchabzug. Sandschuppen von 6 bis 12 cbm Inhalt (= 1 bis 2 Wagenladungen). In Amerika Sandhäuser an den Schuppeneinfahrtgleisen aufgestellt, von wo Sand unmittelbar in Lokomotivsandkasten geleitet werden kann. Neuerdings für hochliegende Lokomotivkessel auch in Deutschland mit Erfolg eingeführt.*)

Sonstige Ausstattung. Werkbänke mit Schraubstöcken, fahrbare Schraubstöcke und Feldschmieden; Trockeneinrichtungen, Schlauchrinnen u. dgl. zum Aufbewahren der Schläuche; Wandhaken für die Rohrreinigungsgeräte; eiserne Deckelkasten für gebrauchte Putzwolle; Bänke und Tritte, Schleifstein; verschliefsbare Kleiderschränke.

Nebenanlagen. Aufserhalb des Schuppens sind an der Einfahrt, bei Ringschuppen aber vor der Drehscheibe Löschgruben, Wasserkrane, Vorrichtungen zum Verladen und Nässen der Kohlen und Gasfüllständer anzuordnen. Die **Löschgruben** sind so anzulegen, dafs die Untersuchung, das Ausschlacken, Bekohlen und Wassernehmen der Lokomotiven möglichst gleichzeitig erfolgen kann (also der Wasserkran etwa 13 bis 18 m hinter dem vorderen Ende der Grube). Bauart der Lösch- oder Reinigungsgruben in Mauerwerk oder Eisen; 0,6 bis 1 m tief (T V. § 45 u. 60) und 1,2 m breit. Der Boden der Grube (unter dem Lokomotivaschkasten) ist mit feuerfesten Steinen auszusetzen oder mit gufseisernen Platten zu belegen. Gute Entwässerung dringend nötig (T V. § 45 u. 60). In Amerika Sohle oft quergewölbt, in der Mitte am

---

*) Z. d. V. deutscher E.-V. 1913 S. 637.

höchsten, um bei Arbeiten trockenen Stand zu gewährleisten. Mit abnehmbarem Gitter verdeckte gute Schlammfänge erforderlich. Bei Austritt der Abwässer in städtische Kanalisation oft besondere Sammelbehälter mit Oelabscheider vorgeschrieben. Grubenlänge gleich Pufferentfernung der längsten Lokomotive einschl. Tender 12 bis 20 m, u. Umst auch mehr; bequeme Zugänglichkeit der Grube durch Treppen oder Rampen erforderlich; am besten beiderseits. — Lagerplätze für Schlacke und Lösche sind mit 0,40 bis 0,50 m hohen eisernen Umfassungswänden, z. B. aus altem Oberbaumaterial, abzuschliefsen. Für das Ablöschen sind an den Löschgruben Wasserpfosten vorzusehen. Für gröfsere Lokomotivstationen Anlage von Rampen, Aufzügen, Becherwerken zum leichten Verladen der Schlacken usw.

Abort-, Wasch-, Bade-, Aufenthalts- und Uebernachtungsräume (bei gröfseren Anlagen getrennt für die Lokomotivbeamten, Werkstattarbeiter, Putzer und Kohlenlader), Diensträume für das Aufsichtspersonal, Unterrichtssaal, Werkstatt, Magazin- und Ausgaberaum, Tanks für feuergefährliche Flüssigkeiten, Lagerkeller für Schmier- und Brennöle usw. sind in Nebenbauten unterzubringen. Für Reiserwellen zum Anheizen Schuppen mit Lattenwänden.

2. Wagenschuppen.

Aufstellung der Personenwagen im Schuppen zum Schutz gegen die Witterungseinflüsse usw. oder zur Reinigung, zu laufenden Untersuchungen und Ausbesserungen. Daher bei gröfseren Anlagen meist Betriebswerkstätten.

Schuppen sollen so gelegen und eingerichtet sein, dafs die darin aufgestellten Wagen den Zügen schnell beigestellt werden können (TV § 61). Gleismittenabstand nach TV. nicht unter 4,4 m, besser 4,7 bis 5 m; Wandabstand von Gleismitte $\geqq 3$ m, um schnelles Reinigen zu ermöglichen. Schuppenanlage rechteckig. Standlänge bei einer Wagenlänge von l m für ein Fahrzeug $l + 2{,}5$ m; für zwei $2l + 3$ m; für drei $3l + 3{,}5$ m. Wagenlänge einschl. Puffer

bei dreiachsigen Abteilwagen	12,0 bis 13,50 m,
bei vierachsigen „	18,5 „ 18,75 „,
bei vier- und sechsachsigen D-Zugwagen . .	19,6 „ 20,00 „,
bei sechsachsigen Schlafwagen	20,5 m u. mehr.

Gleise gleichlaufend zu den Schuppenlängswänden, um möglichst die geschlossenen Züge in die Schuppen stellen zu können. Verbindungen der Gleise durch Weichen vor und hinter den Schuppen. In ganzer Länge der Schuppengleise Reinigungsgruben. Tore wie bei Lokomotivschuppen. Höhe der Schuppen, dafs Begehen der Wagendächer möglich ($\geqq 6$ m). Fufsboden möglichst staubfrei und gut zu entwässern; Waschtröge aufsen neben den Gleisen, mit genügender Anzahl Wasserpfosten zu speisen. Gute Tages- (tief herabreichende Fenster) und Nachtbeleuchtung erforderlich; Steckkontakte oder Gasschlauchhähne für Handlampen. Gute Lüftung, ausreichende Heizung; die Heizungsanlage diene gleichzeitig zum Prüfen der Wagenheizung und zum Vorheizen der Züge. Besondere Vorheizkesselanlagen zweckmäfsig, bei ausgedehnten Anlagen mit Ueberhitzung des Dampfes. Gasleitung mit Gasfüllständer

zum Füllen der Wagengasbehälter. Gaskompressoranlage, wo Gas besonderen Gaswagen entnommen und aufgespeichert werden mufs. Prefsluftanlage zum Prüfen der Bremseinrichtungen und Reinigen der Wagen. Ladeanlage für die Akkumulatorbatterien der elektr. beleuchteten Wagen.

Schuppen für selten benutzte Wagen (Hof- und Salonwagen) können abweichend von vorstehenden Angaben angelegt werden.

Nebenanlagen sind in entsprechendem Umfange wie bei Lokomotivschuppen anzulegen (Aufenthaltsräume, Werkstätten, Aborte usw.).

Gasversorgung der Personenwagen. Beleuchtung der Personenwagen mit Gas — meist Fettgas — vorherrschend.

Von den Gassammelbehältern führen die Gasleitungen zu den Füllanlagen auf den Abstellbahnhöfen. Bei sehr grofser Rohrlänge werden zweckmäfsig Unterbehälter in Nähe der Hauptverbrauchsstellen aufgestellt. Die Leitungen endigen in Gasfüllständern, die zwischen den Gleisen in solchen Entfernungen voneinander aufgestellt werden, dafs ohne Verschiebebewegungen mit dem 10 bis 20 m langen Füllschlauche gefüllt werden kann. Füllschlauch erhält Mundstücke nach T V. § 138 Bl. XX. Da die Gasbehälter der Fahrzeuge mit Gas von 6 at Ueberdruck zu füllen sind (1 at genügt für eine Brenndauer des Wagens von 3 bis 4 st), mufs an den Füllständern 7 bis 8 at Druck vorhanden sein. Im Hauptsammelkessel des Verteilungsgebietes 9 bis 10 at Druck. Die Leitungen sind mit Rücksicht auf eine Verbrauchssteigerung und ungleichmäfsige Entnahme reichlich zu bemessen.

Bei kleinerem Bedarf (keine Gasanstalt am Ort) wird Gas aus Gaskesselwagen entnommen; Wagen mit einem, zwei oder besser drei Behältern mit Gas von 10 bis 12 at Ueberdruck. Um Gaswagen gut auszunutzen, ist das Gas zunächst nur aus einem Behälter zu nehmen; ist Druck unter 6 at gesunken, ist aus dem zweiten nur nachzufüllen und schliefslich mit dem dritten Behälter nachzufüllen, wenn der Druck in den beiden anderen schon sehr stark gesunken ist.

Reinigung der Personenwagen täglich an den Zugbildungsstellen, aufserdem gelegentlich des Aufenthalts in den Werkstätten von Hand und mittels mechanischer Staubabsaugung. Der Unterdruck wird durch besondere Saugpumpenanlage — Kolbenpumpen, Kreiselluftpumpen, bei kleinen Verhältnissen auch Dampfstrahlsauger — oder durch Druckluftpumpen (Ejektorwirkung) erzeugt. Bei zentraler Staubabsaugung ist die gröfste Länge der Leitungen 200 m. Druckluftanlagen in Verbindung mit Prefsluftsaugern sind zweckmäfsig, da Druckluft ohnehin für Bremsprüfung usw. erforderlich.

Dauer der Reinigung eines Polsterabteils*) von Hand 40 bis 45 min; durch Blasen und Saugen etwa 20 min.

Ueber Reinigung von Ungeziefer und Desinfektionseinrichtungen Abschn. C. Werkstättenanlagen.

Reinigung der Güterwagen. Nach jedesmaligem Gebrauche sind einer Reinigung und Desinfektion zu unterziehen: Wagen, in denen lebende Tiere, fäulnisfähige tierische Abfälle in losem Zustande oder Stalldünger befördert worden sind. Verschärfte Desinfektion bei Wagen mit Klauenviehsendungen aus verseuchten Gegenden. Einfache Desinfektion

*) Guillery, Staubsauger, Glaser Ann. 1906 I S. 214 ff.

nach gründlicher Reinigung (mit heifsem Wasser) auch aufsen durch Waschen mit einer auf mindestens 50° C erhitzten Sodalauge (2 kg Soda auf 100 l Wasser). Bei verschärfter Desinfektion ist das Wageninnere hiernach aufserdem mit einer 3 %-Lösung von Kresolschwefelsäuremischung oder ähnlichen Mitteln zu bepinseln. Auch die Gerätschaften und Rampen müssen desinfiziert werden.

Auf kleinen Stationen Ausspritzen der Wagen durch die Dampfstrahlpumpen der Lokomotiven, auch Heizkesselwagen, auf gröfseren Stationen besondere Dampfkesselanlagen.*) Um eine Durchtränkung des Bodens mit Seuchenerregern zu verhüten, sind die Reinigungsgleise mit undurchlässigem Boden zu umgeben. (Elektrisch angetriebene) Spills bewirken das Verschieben der Wagen. Grofse Schlammfänge sind neben ausreichenden Dunggruben erforderlich. Für Viehwagenwäschen mit ortfesten Spritzeinrichtungen (bei täglich 10 oder mehr Wagen) ist Verbrennung aller Abgänge vorteilhaft. Aufenthaltraum für die Arbeiter, Geräte- und Kleiderraum erforderlich.

3. Betriebswerkstätten.

Betriebswerkstätten in der Nähe der Lokomotiv- und Wagenschuppen. Ausrüstung derart, dafs in ihnen alle laufenden kleinen Ausbesserungen an den Fahrzeugen ausgeführt werden können. Daher aufser Drehbänken, Bohrmaschinen, Lochstanze mit Schere, Hobelmaschinen, Kreissäge, Schleifsteinen, auch Räderdrehbänke oder wenigstens Achsschenkelbänke. Werkzeugmaschinen in besonderem Raum — nicht im Lokomotivschuppen — aufstellen. Antrieb elektrisch. Bei gröfseren Betriebswerkstätten werden die Schlosserei, Schmiede, Stellmacherei und Klempnerei zweckmäfsig in besonderen, zusammenhängenden Räumen untergebracht. Vorrat an Ersatzteilen aller Art, besonders an Achsen erforderlich. (Achssenken s. Lokomotivschuppen.)

Für Güterwagenausbesserung einfache, geschlossene Hallen. In Betriebs**wagen**werkstätten sind Räume für Glaser und Sattler vorzusehen. Für Bezirke mit starkem Schlaf- und D-Wagenverkehr ist Anlage von Dampfwäschereien empfehlenswert.

Wenn Nebenmagazine nicht in der Nähe der Lokomotiv- oder Wagenschuppen liegen, sind besondere Verbrauchsstellen mit den erforderlichen Räumen für die Unterbringung und Verausgabung der Betriebsstoffe und Vorratsstücke einzurichten.

Für die Schmierstoffe empfiehlt sich vielfach die Anlegung von Lagerkellern mit Vorrichtungen zum leichten Einbringen der Fässer. Feuerpolizeiliche Vorschriften sind zu beachten.

4. Wagenumsetzeinrichtungen.

Um Umladen zu ersparen, werden normalspurige Güterwagen beim Uebergang auf Schmalspur auf 2 (oder 3-) achsige „**Rollböcke**“ gesetzt.

Für das Ueberführen der regelspurigen Güterwagen auf russische Spur (1524 mm) sind Rollböcke nicht anwendbar, dafür Umsetzvorrichtung nach Breidsprecher.

---

*) Richter, Ueber Viehwagenwäschen, Organ 1909 S. 274 ff.

5. Eisenbahnwägeeinrichtungen.

Nach TV. § 57 sind, wo der Güterverkehr es erfordert, von Lokomotiven befahrbare **Brückenwagen** (Gleiswagen) aufserhalb der Hauptgleise mit selbsttätiger Signalvorrichtung anzulegen.

Wagen mit Gleisunterbrechung dürfen von Lokomotiven nicht befahren werden; daher nur dort ausgeführt, wo auch Strafsenfuhrwerk gewogen wird.

Die gröfste zulässige Last der Zentesimalwagen etwa 25 bis 30 t, bei grofser Länge bis 50 t. Länge 6 bis 12 m. Wo Länge und Last vorhandener Wagen nicht ausreicht, Einbau einer Zusatzwage empfehlenswert. Durchgehendes Gleis mufs der Lokomotivbelastung entsprechen. Wiegepostament zum Schutze gegen Witterungseinflüsse gut umkleidet, meist mit Häuschen umbaut. Grundfläche $\geqq$ 2 auf 3 m. Brückengrube — leicht besteigbar — erhält meist gufs- oder schmiedeiserne Einfassung. Gute Entwässerung nötig.

Zur Bestimmung des **Raddrucks** von Eisenbahnfahrzeugen Ehrhardtsche Wagen (ungenau, in Bauart Dopp eichfähig) oder eichfähige Brückenwagen besonderer Bauart, die auf besonderem Bett verschiebbar unter die einzelnen Achsen gesetzt werden (Schenk, Zeidler, Spiefs u. a.).

6. Hülfszüge.

Neben Rettungsmitteln in den Zügen Rettungskasten, Tragbahre usw. u. Umst. in besonderem Rettungszimmer auf den Bahnhöfen. **Hülfszüge** bestehen aus Arztwagen, Gerätewagen und bisweilen noch Mannschaftswagen, fahrbarem Kran; Hülfsgerätewagen auf Zwischenstationen. Verteilung der Hülfszüge auf den Strecken und Aufstellung auf den Bahnhöfen derart, dafs sie in kurzer Zeit und ohne grofse Verschubbewegungen mit Mannschaften aus den Lokomotivschuppen oder Werkstätten (Alarmläutewerk) an die Unfallstelle gebracht werden können. Gerätewagen enthalten die zum Aufgleisen entgleister, zum Beseitigen zertrümmerter Fahrzeuge und zum Wiederherstellen der Gleise notwendigen Werkzeuge. Im Arztwagen Operationsraum und Krankenraum (8 Betten).

B. Eisenbahn-Fahrzeuge.

(Die bindenden Vorschriften der T. V. sind im folgenden durch einen Stern (*) hervorgehoben.)

1. Allgemeines.

a. Räder und Achsen (Radsätze).

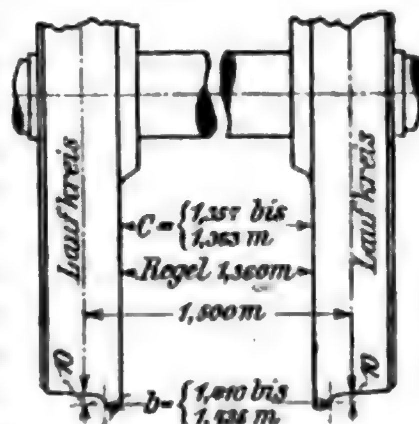
1. Gröfster ruhender Raddruck S. 725.

2. Spurkränze. Die Räder müssen Spurkränze haben. Sind aber drei oder mehr Achsen in demselben Rahmen gelagert, so können die Spurkränze unverschiebbarer Räder weggelassen werden, wenn diese unter allen Umständen eine genügende Auflage (45 mm) auf den Schienen finden (B. O. § 30 u. 31), vgl. S. 740. Höhe der Spurkränze darf bei $s = 1{,}435$ m Spurweite über den mittleren, 750 mm von der Mitte der Achse entfernt anzunehmenden Laufkreisen der Räder (Abb. 80) nicht weniger als 25 mm und auch bei gröfster Abnutzung der Radreifen nicht mehr als 36 mm betragen (B. O. § 31;

T. V.* § 69; T. E. § 6). Bei ungleicher Abnutzung der beiden Spurkränze einer Achse mufs die Stärke des am meisten abgenutzten Spurkranzes, gemessen 10 mm aufserhalb des Laufkreises, noch mindestens 20 mm betragen (B. O. § 31; T. V.* § 69).

Spielraum der Spurkränze im Gleise (nach Gesamtverschiebung der Achse gemessen) darf bei $s = 1{,}435$ m nicht unter 10 mm und auch bei der gröfsten zulässigen Abnutzung der Spurkränze nicht über 25 mm betragen; demgemäfs die Entfernung von Aufsenkante zu Aufsenkante der Spurkränze (gemessen 10 mm aufserhalb der in einer Entfernung von 1500 mm voneinander anzunehmenden Laufkreise der beiden Radreifen, Abb. 80) $b = 1{,}410$ bis $1{,}425$ m (B. O. § 31; T. V.* § 70). T. E. § 5 schreibt für $b = 1{,}425$ bis $1{,}405$ m vor. — Für die Mittelräder von Fahrzeugen mit 3 und mehr in einem gemeinsamen Rahmen gelagerten Achsen ist, wenn sie überhaupt mit Spurkränzen versehen sind (bei $c = 1{,}360$ m), ein Gesamtspielraum bis 40 mm zulässig (B. O. § 31; T. V.* § 70).

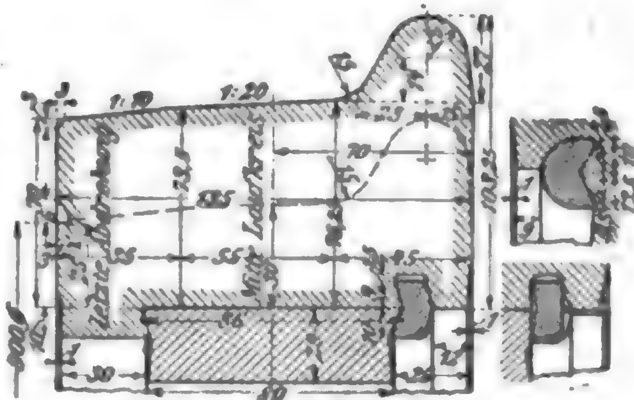
Abb. 80.



8. Radreifen aus Flufsstahl, für Lokomotiven meist Tiegelstahl. Breite 130 bis 150 mm (B. O. § 31; T. V.* § 68; T. E. § 4). Für vorhandene Güterwagen ist nach T. E. § 4 bei $c = 1{,}360$ m statt 130 noch 125 mm zulässig (Abb. 81).

Auf Lokalbahnen sei die Radreifenbreite $\geq$ 120 mm bei $s = 1{,}435$ m und $c = 1{,}360$ m; $\geq$ 100 mm bei $s = 1{,}435$ m und $c = 1{,}390$ m (enge Spurrinne bei Strafsenbahnen); $\geq$ 110 mm bei $s = 1{,}00$ m; $\geq$ 100 mm bei $s = 0{,}75$ m; $\geq$ 90 mm bei $s = 0{,}60$ m. Dabei der Gesamtspielraum der Spurkränze bei Vollspur 5 bis 25 mm, bei Schmalspur höchstens 20 mm (Grz. § 43).

Abb. 81.



Lichter Abstand der Räder einer Achse: $c = 1{,}360 \pm 0{,}003$ m; T. E. § 3 gestattet $c = 1{,}357$ bis $1{,}366$ m.

Geringste zulässige Stärke der Radreifen in der Laufkreisebene $i = 25$ mm (B. O. § 31; T. V.* § 68; T. E. § 7); beim letzten Abdrehen soll $i \geq 30$ mm sein (T. V. § 68); dabei müssen Radreifen, deren Querschnitt durch eine unter der Spurkranzhohlkehle liegende Befestigungsnut geschwächt ist, an der geschwächten Stelle bei gröfster Abnutzung noch $\geq$ 20 mm stark sein.

Bei Lokalbahnen mit $s = 1{,}435$ m für Lokomotiven und Tender $i = 20$ mm, für Wagen $i = 16$ mm; bei $s \leq 1{,}00$ m für Lokomotiven und Tender $i = 12$ mm, für Wagen $i = 10$ mm.

Laufflächen nach T. V.* § 68 nach aufsen hin kegelförmig; dort die üblichen Neigungen 1 : 10 und 1 : 20 empfohlen; bei Rädern ohne Spurkränze zylindrisch (T. V. § 69; Grz. § 43). Scharfkantige Eindrehungen sind bei den Reifen zu vermeiden.

4. Radkörper. Speichenräder (für Lokomotiven S. 843) für Wagen aus Flufseisen und **Scheibenräder** aus Flufsstahl oder Flufseisen gewalzt oder aus Flufsstahl, Flufs- oder Gufseisen (Schalengufs) mit dem Radreifen in einem Stücke gegossen.

T.V.* § 65: Räder bremsbarer Achsen müssen mit aufgezogenen Reifen versehen sein. Radsterne oder Radscheiben sind aus Schweifseisen, Flufseisen oder Flufsstahl herzustellen; Gufseisen ausnahmsweise für Naben oder ganze Radscheiben zulässig. Für nicht bremsbare Achsen sind auch Radscheiben aus Holz und in einem Stücke gegossene Flufsstahlscheibenräder angängig. Hartgufsräder (Schalengufsräder) sind nach T. E. § 8 unter nicht mit Bremsen versehenen Güterwagen zulässig. Bei Lokalbahnen sind einstückige Räder aus Gufseisen unter Bremswagen nur zulässig, wenn $V \leqq 20$ km/st (Grz. § 42).

Der kleinste zulässige Durchmesser der Wagen- und Tenderräder soll nach B. O. § 31 einschl. Radreifenstärke 850 mm, nach T. V. § 66 einschl. Radreifenstärke 840 mm betragen (der in der Regel angewendete Durchmesser ist 1000 mm).

Für Befestigung des Radreifens auf dem Radkörper sind Befestigungsarten anzuwenden, die bei Reifenbruch Lösen des Reifens und Abfliegen einzelner Reifenstücke verhindern (T. V.* § 68); bewährt haben sich durchlaufende Befestigungen mit Sprengringen, Klammerringen usw. Schrumpfmafs etwa $^1/_{1000}$.

Musterzeichnungen des Deutschen Staatsbahnwagenverbandes: Radreifen bei Wagen- und Tenderrädern 135 mm breit (Abb. 81); Stärke aller Radreifen 75 mm; der Sprengring entweder wulstförmig, aus vier Stücken, an den vier Stöfsen mit Einklinkungen versehen (System Bork), oder aus einem Stück, am meisten angewendet. — Bei Tenderrädern ist der Unterring (statt 80) 98 mm breit. — Radreifen der Lokomotiven sind 140 mm breit (die der Laufräder jedoch nur 135 mm); Unterring 103 mm breit.

Aufpressen der Wagenachsen mittels Wasserdruckes von 50 bis 60 t. — Die Räder werden genau ausgeglichen und müssen in unverrückbarer Lage gegeneinander auf der Achse festgestellt sein (T. V.* § 71). Scheibenräder erhalten für das Abdrehen in der Scheibe zwei Mitnehmerlöcher von 35 mm Durchm. in 570 mm Entfernung.

Speichenräder müssen auf den Achsen eine solche Stellung erhalten, dafs jede Speiche des einen Rades mit je einer Speiche des gegenüberstehenden Rades in einer Ebene liegt, damit beim späteren Auf- und Abpressen die Zugstangen der Druckwasserpresse bequem angebracht werden können.

5. Achsen der Wagen und Tender. Es bezeichne

P die auf die Achse einwirkende gröfste ruhende Belastung in kg,
D den Raddurchmesser im Laufkreise (Laufkreis S. 806),
a den Abstand der Laufkreisebenen,
e die Entfernung der Achsschenkelmitten voneinander,
h die Höhe des Wagenschwerpunktes über S.-O.,
d den Durchmesser des Achsschenkels,
l seine Länge, wobei $l = 1{,}75\,d$ bis $2{,}25\,d$,
d_1 den Durchmesser in der Nabe, gemessen in Laufkreisebene,
l_1 die Entfernung der Achsschenkelmitte von Laufkreisebene,
alles in cm,
k_{bs} die zulässige Biegungsspannung im Achsschenkel in kg/qcm,
k_{bn} die zulässige Biegungsspannung in der Nabe in kg/qcm.

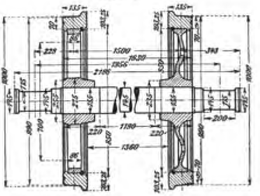
Die während der Fahrt auftretenden Seitenstöfse, deren Gröfse bis 0,4 P geschätzt wird, verursachen auf der einen Seite der Achse eine Vergröfserung des **Achsschenkeldruckes** P_1 und des Raddruckes P_2 (in kg):

$$P_1 = 0{,}4\,\frac{h - 0{,}5\,D}{e}\,P \quad \text{und} \quad P_2 = 0{,}4\,\frac{h}{a}\,P.$$

Es ist $d^3 = \frac{8}{\pi}\,\frac{l}{k_{bs}}\,P$ und $d_1^3 = \frac{16}{\pi}\,\frac{l_1}{k_{bn}}\,P$, worin nach B. O. § 32 u. T. V.* § 72 für Güterwagenachsen (nach Grz. § 44 für alle Wagenachsen) aus Flufsstahl $k_{bs} \lesseqgtr 700$, $k_{bn} \lesseqgtr 560$ kg/qcm, aus Schweifseisen $k_{bs} \lesseqgtr 590$, $k_{bn} \lesseqgtr 470$ kg/qcm, ferner für Personen-, Gepäck- und Postwagen- und Tenderachsen aus Flufsstahl $k_{bs} \lesseqgtr 560$, $k_{bn} \lesseqgtr 450$ kg/qcm, aus Schweifseisen $k_{bs} \lesseqgtr 470$, $k_{bn} \lesseqgtr 380$ kg/qcm zu setzen ist. Sinkt d durch Abnutzung auch bei nur einem Schenkel unter das so berechnete Mafs, so ist die Achse für Wagen mit entsprechend geringerer Achsbelastung zu verwenden oder aufser Dienst zu setzen.

Der Abnutzung wegen werden neue Schenkel 5 bis 10 mm stärker gemacht, als vorstehend angegeben. — Der Flächendruck sollte bei Schnellzugwagen 20 kg/qcm nicht überschreiten.

Abb. 82.



An oder in den Naben keine Absätze; scharfe Absätze sind bei allen Achsen zu vermeiden (T. V.* § 74; Grz. § 44).

Wagenachse des Deutschen Staatsbahnwagenverbandes mit 1000 mm Laufkreisdurchmesser für neue Wagen bis 20 t Ladegewicht (Abb. 82). Die **Tenderachse** der preufs. Norm. stimmt mit der Wagenachse ziemlich überein. Die Wagenachsen sind in der Mitte 10 mm schwächer, die Tenderachsen sind zylindrisch. Achse des preufsischen 30 cbm-Tenders Durchmesser in Schenkel, Nabe, Schaft 135, 200, 180 mm, Schenkellänge 250 mm, Entfernung der Lagermitten 2106 mm, Nabe 180 mm lang, Durchm. 360 mm. — Jede Achse erhält zwei Körner von bestimmter Abmessung.

Gewicht eines Deutschen Staatsbahnwagenradsatzes: 1150 kg.

b. Zug- und Stofsvorrichtungen.

1. Die Lokomotiven mit Schlepptender müssen vorn, die Tender hinten, alle übrigen Fahrzeuge an beiden Enden mit federnden

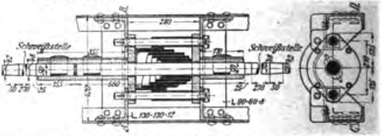
Digitized by Google

Zug- und Stofsvorrichtungen versehen sein, deren Mitten 0,940 bis 1,065 m (bei Personenwagen mit Uebergangsbrücken mindestens 980 mm; T. V.* § 73) über S.-O. liegen müssen (B. O. § 33); zwei Wagen, die im Betriebe dauernd verbunden bleiben, gelten als ein Fahrzeug; für leere (neue) Fahrzeuge beträgt dieses Höhenmafs 1,040 ± 0,025 m (T. V.* § 73). (Grz. § 45 verlangt bei Güterwagen federnde Zug- und Stofsvorrichtungen nur dann, wenn $V \geq 20$ km/st.) T. E. § 10 läfst für vor 1887 gebaute Wagen 0,900 bis 1,070 m zu.

In den Vereinigten Staaten ausschliefslich selbsttätige Mittelkupplung, Miller, Janney, Gould, M. C. B. (master car builders' coupler) u. a., auch in Europa versuchsweise in Anwendung, sonst bei normal- oder breitspurigen Bahnen fast ausschliefslich europäische Kupplung mit Seitenpuffern, bei schmalspurigen Bahnen meist Mittelkupplung verschiedenster Bauart.

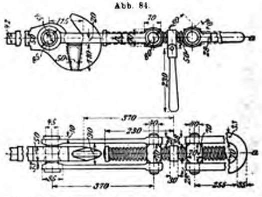
2. Zugstangen. Auf Hauptbahnen müssen die Wagenuntergestelle, mit Ausnahme der für besondere Zwecke gebauten (z. B. für Kohlen-

Schnitt C—D. Abb. 83. Schnitt A—B.



trichterwagen), mit durchgehenden Zugstangen (in Wagenmitte) versehen sein (B. O. § 33; T. V.* § 133), so dafs die Feder der Zugvorrichtung (S. 812) nur den Widerstand des betreffenden Wagens aufzunehmen hat. Die zweiteilige Zugstange (Durchm. 42 mm) wird durch Schraubenmuffen oder besser durch doppelte Keilmuffen verbunden. Neuerdings verstärkte Verbindungen verschiedener Art versucht. Für Wagen mit Radständen oder Drehzapfenabständen über 7,5 m wird empfohlen, seitliche Spielräume für das Zughakenvierkant und Puffer anzuwenden, die sich durch Hebel gegenseitig zwangläufig einstellen (Ausgleichpuffer). Abb. 83 zeigt die bisherige Zugvorrichtung für Güterwagen des Deutschen Staatsbahnwagenverbandes.

Abb. 84.

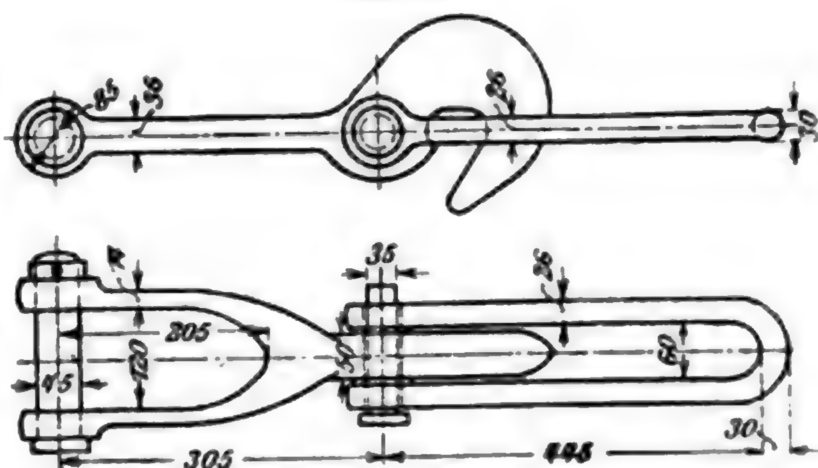


In England, Frankreich, Nordamerika keine durchgehenden (starren) Zugstangen.

3. Zughaken (Abb. 84) müssen gegen die Kopfschwelle um 50 bis 150 mm (bei Personenwagen mit Uebergangsbrücken um höchstens 65 mm) hervorgezogen werden können. An Wagen mit Uebergangsbrücken und unten geschlossenen Faltenbälgen darf die Höhe der Zughakenspitze über der Mitte der Zugvorrichtung höchstens 75 mm betragen. Angriffsfläche des nicht angezogenen Zughakens (etwa 280 mm vor Kopfschwelle liegend) soll von Stofsfläche der nicht zusammengedrückten Puffer einen Abstand von 370 ± 25 mm haben (B. O. § 33; T. V.* § 74 u. 75); T. E. § 14 erlaubt 300 bis 400 mm, für bestehende Personenwagen bis 430 mm, für bestehende Güterwagen 223 bis 430 mm.

4. Kupplungen. Alle Fahrzeuge sind mit **Schrauben- und Sicherheitskupplungen** (Abb. 84 u. 85) zu versehen. (B. O. § 33; T. V.* § 76); sie müssen sich ferner in doppelter, unabhängiger Weise so miteinander verbinden lassen, dafs beim Bruch der angespannten Schraubenkupplung (Hauptkupplung) die **Sicherheitskupplung** (Abb. 85) in Wirksamkeit tritt (T. V.* § 76; T. E. § 17). Die Kupplungen und Verbindungsvorrichtungen aller Eisenbahnfahrzeuge müssen herabhängend, beim niedrigsten zulässigen Pufferstande (940 mm über S.-O.) noch mindestens 75 mm von S.-O. entfernt bleiben (B. O. § 33, T. V.* § 116); bei Lokomotiven und Tendern gestatten T. V.* § 86 bis 60 mm über S.-O. Nach T. E. § 18 müssen Kupplungsteile, die auf weniger als 130 mm über S.-O. herabhängen könnten, mindestens auf diesen Abstand eingeschraubt oder aufgehängt werden können. — Handgriffe für die Wagenkuppler verlangt T. V.* § 80.

Abb. 85.



Es kann nach T. V. § 133 der Hauptkupplungsbolzen für Sicherheits- und Hauptkupplung mit 45 mm Durchm. gemeinsam sein, ebenso die Zugstange, soweit diese vom Zughaken ab einen reinen Querschnitt von 20 qcm besitzt. Hierbei mufs der unter dem Fahrzeug befindliche (quadratische) Zugstangenteil (50 · 50 mm) mit einer Fangvorrichtung (Stahlkeil 70 · 10 mm) versehen sein, um bei dem Bruche des schwachen (runden) Teiles der Zugstange (42 mm Durchm.) den nötigen Widerstand an der entsprechend versteiften Kopfschwelle zu finden.

5. Puffer. B. O. § 33 und T. V.* § 77: Wagerechte Entfernung der Puffermitten 1,750 ± 0,010 m (T. E. § 11 erlaubt 1,710 bis 1,770 m; bei vor 1887 gebauten Wagen 1,700 bis 1,800 m). Das Spiel (Eindrückung) der Puffer soll $\geqq$ 70 und $\leqq$ 150 mm sein. Der Abstand der vorderen Pufferfläche von der Kopfschwelle mufs bei nicht eingedrückten Puffern $\geqq$ 575 mm, bei völlig zusammengedrückten Puffern $\geqq$ 425 mm betragen. Vom Fahrzeuge aus gesehen, mufs die Stofsfläche des linken Puffers eben, die des rechten gewölbt sein; Höhe der Wölbung bei neuer Scheibe $\geqq$ 25 mm. Durchm. der Pufferscheiben $\geqq$ 340 mm; bei

Wagen mit Drehgestellen $\geqq$ 400 mm, jedoch bei Personenwagen mit Uebergangsbrücken $\leqq$ 450 mm. Nach T. E. § 12 dürfen vor 1887 gebaute Wagen noch 300 mm Pufferscheiben-Durchm. haben. Für Fahrzeuge, bei denen der Abstand der Puffer geringer ist als 1720 mm, mufs der wagerechte Durchm. der Scheiben mindestens 350 mm betragen.

Abb. 86.

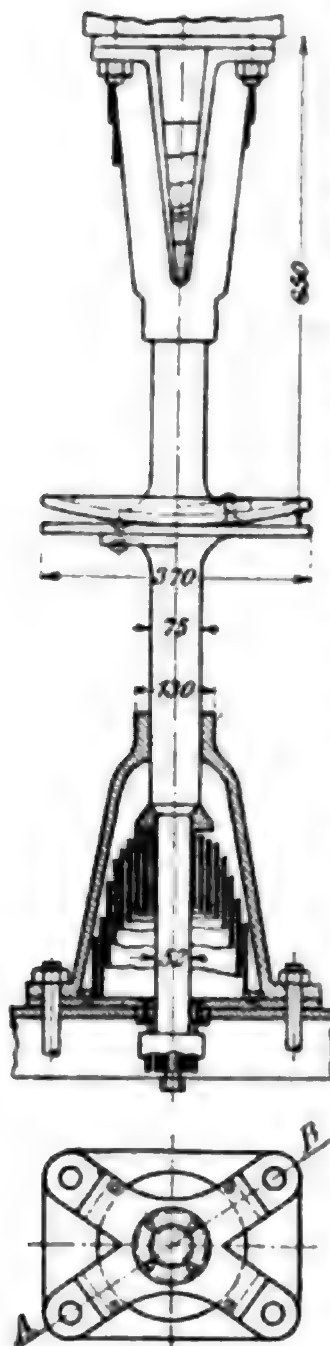


Abb. 86: Korbpuffer; Pufferteller meist aufgenietet.

Statt der vierfüfsigen Pufferhülse und der neuerdings eingeführten zweifüfsigen sind auch zylindrische Hülsen aus Gufseisen oder Stahlgufs in Gebrauch.

Der freie Raum zwischen allen vor der Kopfschwelle vorspringenden Teilen und den vorderen Pufferflächen mufs eine Breite von mindestens je 400 mm zu beiden Seiten des Zughakens, eine Höhe von mindestens 2 m (T. E. 1,8 m) über S.-O. und bei nicht zusammengedrückten Puffern von deren Stofsflächen ab eine Tiefe von 300 mm + Eindrückung haben. Alle aufserhalb dieses Raumes liegenden vorspringenden Teile der Bremsersitze, Geländer der Uebergangsbrücken usw. (Ausnahmen in T. V.* § 135 u. 136) müssen hinter der Stofsfläche der nicht zusammengedrückten Puffer mindestens 40 mm + Eindrückung zurückstehen; die Enden der Laufbretter und Fufstritte an den Langseiten der Wagen dagegen 300 mm hinter der Stofsfläche der nicht zusammengedrückten Puffer (B. O. § 34; T. E. § 13 u. 21; T. V.* § 78 u. 135).

Grz. § 45: Findet kein Wagenübergang nach Hauptbahnen statt, so sind Mittelpuffer, die mit einer selbsttätigen oder doch möglichst einfachen Kupplung vereinigt sind, Seitenpuffern und getrennter Zugvorrichtung gegenüber vorzuziehen.

6. Federn für die Zug- und Stofsvorrichtungen. Meist kegelförmige Schraubenfedern.

Musterzeichnungen des Deutschen Staatsbahnwagenverbandes: für Zugapparate und Puffer der Wagen Federn mit Blattquerschnitt 145 · 10 mm; 6 Windungen; lichter Durchmesser oben 54 mm, äufserer Durchmesser unten 165 mm. Höhe unbelastet 230 mm, belastet mit 5000 kg 160 mm. Anspannung beim Einsetzen 10 mm. Tragkraft etwa 7000 kg. Zugvorrichtungen am Tender hinten, an der Lokomotive vorn und der Drehgestellwagen haben zwei Federn; sonst überall nur je eine Feder verwendet.

2. Bremsen.

a. Allgemeines.

Die **Bremsung** erfolgt fast ausschliefslich durch Bremsklötze, die durch Vermittlung eines Bremsgestänges

a) von Hand,

b) mechanisch durch Gewichte, Ausnutzung der lebendigen Kraft mittels Reibungsräder, Dampf, Druckluft, Saugluft gegen die Räder geprefst werden.

Je nachdem, ob von einer Stelle des Zuges aus nur ein einzelnes Fahrzeug, eine Gruppe von Fahrzeugen oder alle Fahrzeuge des Zuges gebremst werden können, werden die Bremsen als

a) Einzelbremsen (Handbremse),

b) Gruppenbremsen (Heberlein, Schmidt, Borries),

c) durchgehende Bremsen (Carpenter, Wenger, Westinghouse, New York Air Brake, Knorr, Schleifer, Hardy, Körting) bezeichnet.

b. Bremsklötze.

Bremsklötze, meist aus Gufseisen, sollen bei geringer Abnutzung grofse Reibungszahl haben, deshalb Gufseisen vielfach mit Zusatz von Stahlspänen oder mit Stahlblecheinlagen. Bremsklötze auch geteilt in Sohle und Halter ausgeführt. Sohle gewöhnlich mit Stahlblecheinlage an der Berührungsfläche mit dem Halter, um Bruch bei starker Abnutzung zu verhüten. Vorteile der geteilten Klötze: leichte Auswechselbarkeit und Möglichkeit, Halter und Sohle aus verschiedenen Stoffen herstellen zu können; Nachteil: höhere Anschaffungskosten. Geteilte Klötze hauptsächlich dort geeignet, wo Auswechseln der Klötze häufig und wegen Platzmangels schwierig.

Die Räder werden ein- oder zweiseitig gebremst. Nachteile der einseitigen Bremsung: grofser Flächendruck bei den Klötzen und grofser Seitendruck auf Achslager und Achshalter; Vorteile: kleines Gewicht, geringe Anschaffungskosten und leichte Unterhaltung. Sind bei Lokomotiven mit engem Radstand nur einseitig Bremsklötze möglich, so sind sie zur Schonung der Stangenzapfen und -lager bei sämtlichen Bremsachsen auf derselben Seite, und zwar zur Schonung der Achslager auf der Rückseite der Räder (bezogen auf die Hauptfahrtrichtung) anzubringen. Um Federspiel nicht zu beeinträchtigen, soll Mitte Bremsklotz etwa 10 bis 40 mm unterhalb Achsmitte liegen. Bei nicht angezogener Bremse soll zwischen Klotz und Rad etwa 5 bis 6 mm Spielraum bleiben. Schleifen der Bremsklötze bei nicht angezogener Bremse wird durch Abdrückfedern verhindert.

Die Bremsklötze müssen bei tiefstem Pufferstand noch 50 mm von S.-O. abstehen (BO. § 28^7; TV.* § 86^3, 108, 116^3; Grz. § 49^3).

Bremswirkung der Bremsklötze beruht auf Umsetzung der lebendigen Kraft des rollenden Fahrzeuges (herrührend aus der Verschiebung der gesamten Masse des Fahrzeuges und aus der Drehung der Masse der Achsen und Räder) in Reibungsarbeit. Verzögernde Kraft (Reibung zwischen Rad und Schiene) erzeugt durch Reibung zwischen Bremsklotz und Rad. Reibungsarbeit abhängig vom Reibungswiderstand und Bremsweg; Reibungswiderstand abhängig vom Druck (Bremsklotzdruck oder Raddruck) und der Reibungszahl. Zwischen Klotz und rollendem Rad Reibungszahl der gleitenden Reibung, zwischen rollendem Rad und Schiene Reibungszahl der Ruhe.

Reibungszahl der gleitenden Reibung zwischen Klotz und Rad sehr schwankend, beeinflufst durch Bremsklotzstoff (Härte, Rauhigkeit, eingeschliffene oder neue Klötze), Zwischenmittel zwischen Klotz und Rad (Feuchtigkeit, Oel, Schmutz, Blätterfall), Druck auf die Flächeneinheit, Temperatur der Klötze (Winter, Sommer, Dauer der Bremsung), Fahrgeschwindigkeit. Gröfse der Reibungszahl I. Bd. S. 243.

Reibungszahl der Ruhe zwischen rollendem Rad und Schiene von ähnlichen Ursachen beeinflufst, wie diejenige der gleitenden Reibung zwischen Klotz und rollendem Rad, von der Fahrgeschwindigkeit jedoch erheblich weniger. Sie kann im allgemeinen mit etwa 0,14 bis 0,16 eingesetzt werden, ohne dafs die Räder zum Schleifen kommen; bei besonders schlüpfrigen Schienen (Oel, Blätterfall, Raupen) erheblich kleiner (I. Bd. S. 243).

Bremsklotzdruck (S. 815) ist möglichst grofs zu wählen, aber nicht so grofs, dafs Räder zum Schleifen kommen (Rollgrenze). Bei schleifenden Rädern gilt zwischen Rad und Schiene nicht mehr die Reibungszahl der Ruhe, sondern die erheblich kleinere der gleitenden Reibung. Schleifen der Räder auch deshalb vermeiden, weil Schleifstellen am Rade unruhigen Lauf des Fahrzeuges hervorrufen. Praktisch wird bei Bemessung des Bremsklotzdruckes nicht bis dicht an die Rollgrenze gegangen, um sicher zu sein, dafs die Räder selbst bei ungünstiger Reibungszahl zwischen Rad und Schiene und auch unter Berücksichtigung des Umstandes nicht schleifen, dafs die Fahrzeuge beim Bremsen überkippen, wobei die vordere Achse belastet, die hintere entlastet wird.

Erfahrungswerte für den Bremsklotzdruck bei Handbremsen S. 818, bei durchgehenden Bremsen wie folgt:

Bei Neu- und Umbauten ist der Bremsklotzdruck an den Triebrädern der Lokomotiven auf mindestens 50 % ihres Raddruckes zu bemessen (T V.* § 101[2]). Für schnellfahrende Lokomotiven ist eine Erhöhung des Bremsklotzdruckes zu empfehlen. Werden auch die Laufräder gebremst, so ist bei diesen Rädern das Verhältnis des Bremsklotzdruckes zum Raddruck kleiner zu halten als bei den Triebrädern (T V. § 101[2]). Bei durchgehenden Bremsen mufs der Bremsklotzdruck bei gröfstem Kolbendruck an Tendern auf 70 bis 80 % des Raddruckes des mit halben Vorräten beladenen Tenders bemessen werden (T V.* § 113[2]), an Personen-, Post- und Gepäckwagen auf 75 bis 85 %, an Güterwagen auf 90 bis 100 % des Raddruckes der gebremsten Räder des leeren Wagens (T V.* § 131[2]).

Bei den Fahrzeugen der preufsisch-hessischen Staatsbahnen soll der Gesamtbremsklotzdruck aller gebremsten Achsen betragen

a) an den Triebrädern der Lokomotiven

1. bei der Westinghouse-Bremse in allen Fällen, bei der Knorr-Bremse dann, wenn Steuerventile vorhanden, 65 bis höchstens 70 % des auf sämtliche Triebräder entfallenden Gewichtes unter Zugrundelegung eines Luftdruckes von $3^1/_2$ at im Bremszylinder,

2. bei der Knorr-Bremse dann, wenn keine Steuerventile vorhanden, 85 bis 90 % des auf sämtliche Triebräder entfallenden Gewichtes unter Zugrundelegung eines Luftdruckes von 7 at im Bremszylinder,

b) an den Tendern

1. bei der Westinghouse-Bremse in allen Fällen, bei der Knorr-Bremse dann, wenn Steuerventile vorhanden, 70 % des Gewichtes des Tenders bei halber Wasser- und Kohlenfüllung unter Zugrundelegung eines Luftdruckes von 4 at im Bremszylinder,

2. bei der Knorr-Bremse dann, wenn keine Steuerventile vorhanden, 85 bis 90 % des Gewichtes des Tenders bei halber Wasser- und Kohlenfüllung unter Zugrundelegung eines Luftdruckes von 7 at im Bremszylinder,

c) an den Wagen bei der Westinghouse- und der Knorr-Bremse bei dreiachsigen Wagen (Mittelachse ungebremst) 80 % des auf die

Endachsen entfallenden Eigengewichts, bei zwei- und vierachsigen Wagen 65 bis 70 % des Eigengewichts der Wagen unter Zugrundelegung eines Luftdruckes von 4 at im Bremszylinder.

Da die Reibungszahl zwischen Klotz und Rad zu Beginn der Bremsung kleiner ist als am Schlusse, so wird bei Zügen mit Geschwindigkeiten $>$ 100 km/st erstrebt, den Bremsklotzdruck bis auf 200 % vom Raddruck des leeren Wagens zu steigern und ihn gegen Ende der Bremsung wieder auf 70 bis 80 % abnehmen zu lassen, d. h. das Reibungsmoment soll während des ganzen Verlaufes der Bremsung unverändert erhalten werden.

Für Fahrzeuge, bei denen der Raddruck im beladenen Zustande erheblich gröſser als im unbeladenen ist (Güterwagen), wird bei nicht von Hand bedienten Bremsen erstrebt, den Bremsklotzdruck selbsttätig nach dem Raddruck des beladenen bzw. des unbeladenen Fahrzeuges einzustellen, ohne daſs die Räder zum Schleifen kommen (bisher nicht einwandfrei gelungen). Wird nur das Leergewicht abgebremst, so kann bei voll beladenem Zuge selbst, wenn alle Wagen gebremst, die Bremskraft auf sehr starken Gefällen unter Umständen nicht genügen. In Nordamerika wird in solchen Fällen mit erhöhtem Leitungsdruck gefahren.

c. Bremsgestänge.

Bremsgestänge so anordnen, daſs die Drücke auf die einzelnen Bremsklötze einander gleich sind (Ausgleichbremse TV.* 101[4], 113[4], 131[5]).

Gestänge für Handbremsen (Abb. 87):

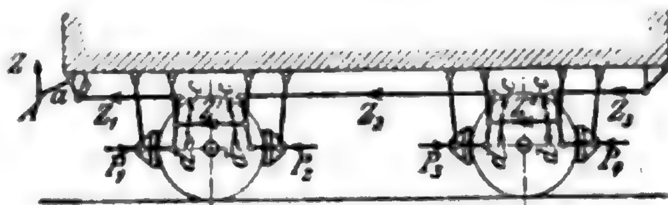
$$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = Z_1 \frac{c}{d} = Z \frac{a}{b} \cdot \frac{c}{d},$$

$$Z_1 = Z_2 = Z_3 = Z \frac{a}{b} = P_1 \frac{d}{c},$$

$$Z' = Z'' = P_1 \frac{c+d}{c} = Z_1 \frac{c+d}{d} = Z \frac{a}{b} \cdot \frac{c+d}{d}.$$

Dabei bedeutet P_1, P_2, P_3 und P_4 die Summe der Drücke auf die beiden auf der gleichen Radseite liegenden Bremsklötze einer Achse.

Abb. 87.



Gesamtbremsklotzdruck auf n Räder mit $2n$ Bremsklötzen:

$$= nZ \frac{a}{b} \cdot \frac{c}{d}.$$

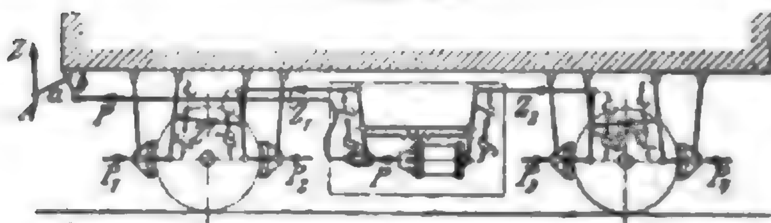
Der Hub s des Punktes A beim Anziehen der Bremse beträgt unter der Voraussetzung, daſs bei loser Bremse jeder Klotz um das Maſs k vom Rade absteht, bei n Rädern mit $2n$ Bremsklötzen:

$$s = n \cdot k \cdot \frac{a}{b} \cdot \frac{c}{d}.$$

Bei Gestängen für durchgehende Bremsen (Abb. 88) sollen Handbremse und durchgehende Bremse sich nicht beeinflussen. Zu dem

Zweck müssen, aufser entsprechender Gesamtanordnung des Gestänges, Bremskolbenstange und Handbremszugstange an den Enden Langlöcher erhalten. Damit die Drücke auf die einzelnen Klötze gleich grofs werden, mufs sein:

Abb. 88.



Der [ ] umgrenzte Teil ist um 90° gedreht gezeichnet und liegt in Wirklichkeit wagerecht.

$$c : d = e : f.$$

Bei angezogener Bremse und mittlerem Kolbenhub h sollen Hebel und Zugstangen zur vollen Ausnutzung von Z und P senkrecht aufeinander stehen. Deshalb soll bei loser Bremse sein (Abb. 89):

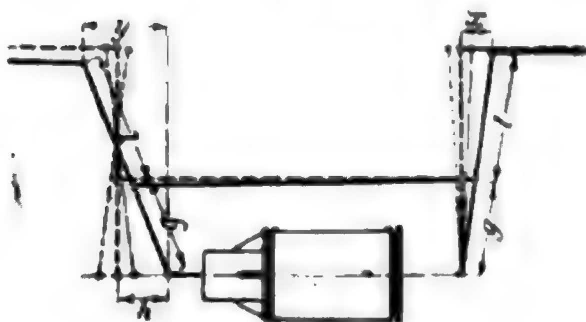
$$x = \frac{h}{2} \cdot \frac{l}{g}, \quad y = h + x.$$

Die Summe der Drücke auf die beiden auf der gleichen Radseite liegenden Bremsklötze einer Achse ergibt sich zu:

$$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = Z' \frac{e}{e+f} = Z' \frac{c}{c+d} = Z_1 \frac{c}{d} = Z_2 \frac{c}{d}$$

$$= P \frac{c}{d} \cdot \frac{g}{l}.$$

Abb. 89.



Lage des Gestänges
bei gelöster Bremse.
„ dem mittleren Kolbenhube
„ „ kleinsten „
„ „ gröfsten „

Gesamtbremsklotzdruck auf n Räder mit $2n$ Klötzen:

$$= n P \frac{c}{d} \cdot \frac{g}{l}.$$

Der Kolbenhub h beim Anziehen der Bremse beträgt unter der Voraussetzung, dafs bei loser Bremse jeder Klotz um das Mafs k vom Rade absteht, bei n Rädern mit $2n$ Klötzen:

$$h = n k \cdot \frac{c}{d} \cdot \frac{g}{l}$$

und der Hub s des Punktes A: $\quad s = n k \cdot \frac{c}{d} \cdot \frac{g}{l} \cdot \frac{a}{b}.$

Vorstehende Werte von h und s erhöhen sich noch um einen Betrag, der sich aus dem toten Gang der Bolzen, der Durchbiegung der Bremshebel und der Dehnung der Bremszugstangen ergibt und der verschieden ist je nach der Länge und dem Querschnitt der Hebel und Zugstangen und der Gröfse der Kräfte P bzw. Z.

Der Bremsdruck mufs auf beide Räder einer Vereinslenkachse gleich grofs sein und bei parallel verschiebbaren Lenkachsen durch 4 Bremsklötze auf eine Achse übertragen werden. Die Drücke der beiden Klötze desselben Rades dürfen höchstens im Verhältnis von 2 zu 3 voneinander abweichen. Die Bremse darf auch bei angezogenen Klötzen die Einstellung der Lenkachsen nicht hemmen (T.V. * § 122). Bremsteile, deren Bruch oder Herabfallen eine Gefahr für den Betrieb herbeiführen kann, sind durch Fangvorrichtungen zu sichern (T.V. § 101^6, 113^5, 131^6; Grz. § 63^2, 74^2, 81^3).

Weitere Vorschriften für das Gestänge (Uebersetzungsverhältnis) S. 818 u. 820.

Nachstellen des Bremsgestänges. Verschraubungen und Nachstellöcher einfach und billig in der Herstellung, aber zeitraubend und unbequem in der Bedienung, namentlich wenn Arbeitsgruben zwischen den Gleisen nicht zur Verfügung stehen, daher häufig besondere Nachstellvorrichtungen, entweder selbsttätig oder von Hand zu bedienen (Abb. 90). Selbsttätige unzweckmäfsig bei Fahrzeugen, bei denen infolge der Durchbiegung der Tragfedern die Bremsklötze bei beladenem Fahrzeug erheblich tiefer am Rade hängen als bei unbeladenem; die Klötze werden dann bei beladenem Fahrzeug zu früh nachgestellt, so dafs sie bei unbeladenem Fahrzeug auch bei loser Bremse festbleiben. Benutzung der Zugstange und Kurbel der Handbremse für von Hand zu bedienende Nachstellvorrichtungen nur dann zu empfehlen, wenn dabei Handbremse und durchgehende Bremse voneinander vollständig unabhängig bleiben; sonst wegen Einwirkung der Handbremse auf den Bremskolben Betriebsgefahr nicht ausgeschlossen. Abb. 90 stellt eine bewährte, von Hand zu bedienende Nachstellvorrichtung dar, mit der ein Festpunkt des Bremsgestänges verschoben wird (Chaumontsche Nachstellvorrichtung). Bei allen Nachstellvorrichtungen wichtig, dafs die Bremshebel sich durch das Nachstellen nicht zu schräg stellen (Ausführungen zu Abb. 91).

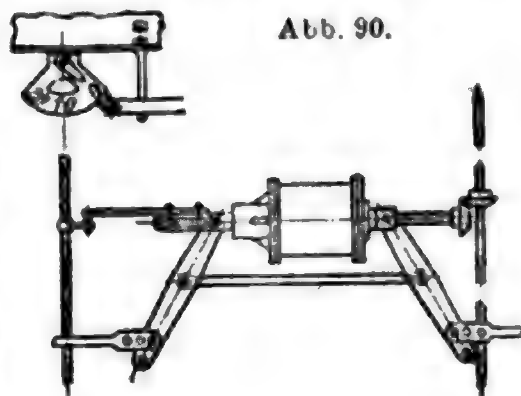
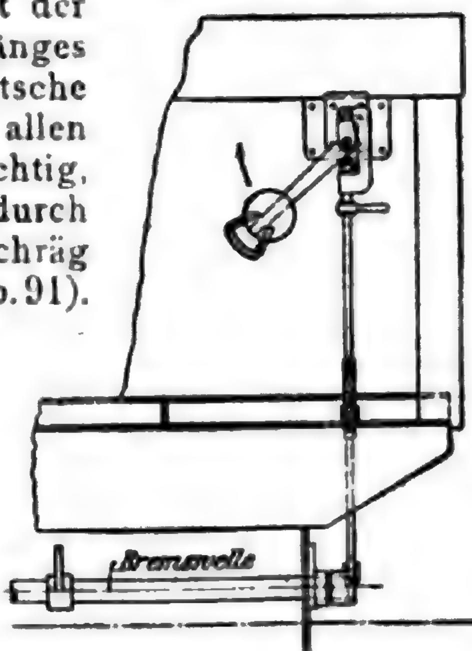


Abb. 90.

d. Handbremsen.

Handbremsen (Einzelbremsen) werden als Spindel- oder Hebelbremsen ausgeführt, Hebelbremsen gewöhnlich an Lokomotiven und Tendern (Extersche Wurfbremse, Abb. 91). Bei Spindelbremsen erfolgt die Drehung der Schraubenspindel durch eine Kurbel (Abb. 92 S. 818) oder bei Platzmangel durch ein senkrecht an der Wagenstirnwand liegendes Handrad (Abb. 93 S. 818). Spindel gewöhnlich senkrecht an der Wagenstirnwand angeordnet, bisweilen auch wagerecht unter dem Fufsboden (Abb. 93). Hubbegrenzung zur Verhütung zu weiten Lösens kann durch eine an einer Schiene geführte wandernde Schraubenmutter *a* (Abb. 92) erzielt werden, die sich beim Lösen auf der Bremsspindel dreht, bis sie gegen eine feste Hubbegrenzungsscheibe *b* stöfst und dadurch eine weitere Drehung der Spindel verhindert.



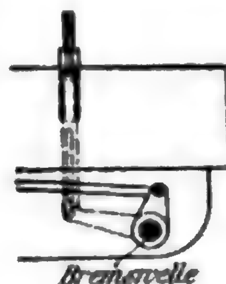


Abb. 91.

Bremskurbeln der Handbremsen sollen beim Anziehen der Bremsen nach rechts (d. h. im Sinne der Uhrzeigerbewegung) gedreht werden (BO. § 35[1]; TV.* § 79; Grz. § 46). Das Uebersetzungsverhältnis der Spindelbremse vom Kurbelhandgriffe bis zu den Bremsklötzen soll mindestens das 20fache des in Tonnen gemessenen Gewichtes des Tenders mit vollen Vorräten betragen. Hebelbremsen sollen die gleiche Wirksamkeit haben (TV. § 113[2]). Das Uebersetzungsverhältnis der Spindelbremsen vom Kurbelhandgriff bis zu den Bremsklötzen mufs bei Bremsspindeln mit einfachem Gewinde für zwei- und dreiachsige Wagen das 40- bis 60fache, für vier- und sechsachsige Wagen das 30- bis 50fache des gesamten Raddruckes der gebremsten Räder in Tonnen betragen; bei Bremsspindeln mit doppeltem Gewinde kann das Uebersetzungsverhältnis um ein Viertel vermindert werden. Das Uebersetzungsverhältnis darf jedoch in keinem Falle 1 : 1200 überschreiten. Für Personen-, Post- und Gepäckwagen ist hierbei das Eigengewicht, für Güterwagen das Gesamtgewicht (Eigengewicht und Ladung) zugrunde zu legen. Mit der Spindelbremse müssen mindestens zwei Achsen des Wagens gebremst werden können (TV.* § 131[7]). Mit der Handbremse sollen die Räder auch bei beladenen Wagen nahezu festgestellt werden können (Grz. § 81[1]). Für Bremsspindeln mit einfachem Gewinde wird eine Ganghöhe von 13 mm empfohlen, bei doppeltem Gewinde soll sie nicht über 17 mm betragen (TV. § 131[8]). Tenderlokomotiven, Tender und Triebwagen müssen mit einer Handbremse versehen sein, auch wenn sie andere Bremsvorrichtungen haben (BO. § 35[3]; TV.* § 101[3], 113[1]; Grz. § 63[1], 74[1]). Bei neuen Tendern mufs die Handbremse auf sämtliche Räder wirken (TV.* § 113[1]). Für Zahnstangenbahnen wird empfohlen, einzelne nicht zu leichte Wagen (Gepäckwagen) mit losen von Hand bremsbaren Zahnrädern zu versehen (Grz. § 81[4]). Ueber Bremserhäuser BO. § 35[3] und TV. § 131[9, 10, 11].

Abb. 92.

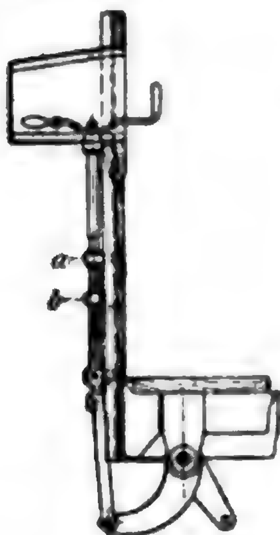
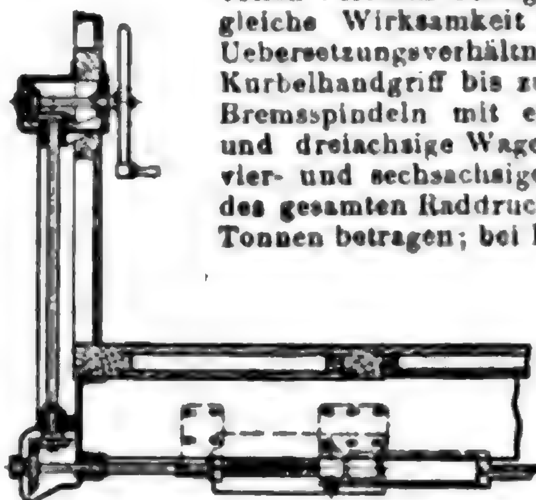


Abb. 93.



e. Gruppenbremsen.

Gruppenbremsen (Gewichtsbremse von v. Borries, Reibungsbremsen von Heberlein und Schmidt) gestatten Gruppen von Wagen bis zu 28 Achsen von einer Stelle aus zu bremsen (FV. § 87[13]). Gröfsere Gruppenlänge nicht zulässig mit Rücksicht auf Dehnung des Bremsseiles und Zeitunterschied im Eintreten der Bremswirkung an den Gruppenenden. Diese Bremsen wirken zu langsam und sind deshalb nur noch wenig (auf Nebenbahnen) im Gebrauch; sie werden verdrängt durch

f. Durchgehende Bremsen,

die mit Druckluft oder Saugluft betrieben und in unmittelbar wirkende (nicht selbsttätige) und mittelbar wirkende (selbsttätige) unterschieden werden. Die direkt wirkenden entsprechen nicht der Forderung, dafs bei Bruch der Bremsleitung des Zuges (Zugtrennung) beide Zugteile selbsttätig gebremst werden sollen; sie sollten daher nur bei einzeln laufenden Fahrzeugen (Triebwagen) verwendet werden. Bei den mittelbar wirkenden tritt bei einem Bruche der Bremsleitung selbsttätig eine Bremsung beider Zugteile ein.

Selbsttätige Druckluftbremsen werden als Zweikammer- (Abb. 94, Carpenter, Schleifer, Wenger) und Einkammer-Bremsen (Abb. 95, Westinghouse, Knorr, Schleifer, New York Air Brake) ausgeführt. Vorteile der Zweikammer- gegenüber den Einkammerbremsen:

kein Steuerventil, daher einfach und billig, Möglichkeit, die Bremskraft durch allmähliches Wiederaufladen der Bremsleitung allmählich zu ermäfsigen (letztere Eigenschaft besonders wichtig für Bahnen mit langen, stark geneigten Gefällen); Nachteile: grofser Verbrauch an Druckluft und bei gröfseren Zuglängen lange Bremswege, weil die Druckluft nur aus dem Führerbremshahn entweichen kann. Wegen dieser Nachteile Zweikammerdruckluftbremse nur noch vereinzelt, z. B. in Norwegen (Carpenter) und Frankreich (Wenger) im Gebrauch; sie ist verdrängt durch die Einkammerluftdruckbremse, die hauptsächlich in Deutschland, Frankreich, Belgien, Niederlande, Schweiz, Ungarn, Italien, Rufsland und den Vereinigten Staaten verwendet wird.

Abb. 94.

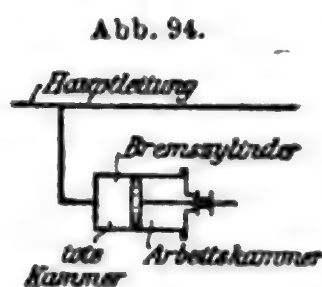
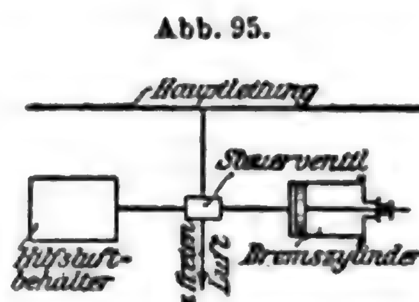


Abb. 95.



Zweikammerdruckluftbremsen arbeiten mit Drücken von 4 oder 5 at in der Leitung. Der Druck auf den Bremskolben ist abhängig von der Gröfse der Arbeitskammer und beträgt bei der normalen Carpenterbremse bei Vollbremsungen aus 4 at Leitungsdruck etwa 2,6 bis 3,1 at, aus 5 at Leitungsdruck etwa 3,2 bis 3,9 at entsprechend einem Kolbenhube von 105 bis 60 mm.

Einkammerdruckluftbremsen arbeiten mit einem Drucke von 5 at in der Leitung. Bei „Betriebsbremsungen" kommt nur Druckluft aus dem Hülfsluftbehälter in den Bremszylinder, bei „Schnellbremsungen" aufserdem auch Druckluft aus der Leitung. Der Druck auf den Bremskolben beträgt bei der Westinghouse- und der Knorr-Bremse bei vollen Betriebsbremsungen etwa 3,5 bis 4,0 at, bei Schnellbremsungen etwa 3,8 bis 4,3 at entsprechend einem Bremskolbenhube von 200 bis 100 mm.

Um bei Zweikammerbremsen kürzere Bremswege zu erzielen, sind an den toten Kammern zur schnellen Entfernung der Druckluft Auslafsventile (nur für kürzere Zuglängen brauchbar) angebaut worden (von Knorr bei der Berliner Hoch- und Untergrundbahn).

Elektrisch gesteuerte Druckluftbremsen versuchsweise verwendet (Preufsische Staatsbahn), aber nicht eingeführt, weil Unterhaltung schwierig und teuer.

Gutes Regeln der Geschwindigkeit auf langen, stark geneigten Strecken gestattet die Westinghouse-Henry-Bremse, auch Westinghouse-Doppelbremse genannt, die eine Verbindung einer unmittelbar wirkenden mit einer mittelbar wirkenden Einkammerdruckluftbremse darstellt und z. B. auf der Paris-Lyon-Mittelmeerbahn, der Gotthardbahn und den Schweizer Bundesbahnen verwendet wird. Nachteile dieser Bremse: 2 Bremsleitungen, daher die doppelte Zahl von Bremsschläuchen, erhöhte Beschaffungs- und Unterhaltungskosten, Erschwerung des Kuppelns.

Selbsttätige Luftsaugebremsen sind nur als Zweikammerbremsen (Abb. 96) (Hardy, Körting) im Gebrauch. Sie ermöglichen allmähliche Verringerung der Bremskraft und bei Anordnung eines Schnellbremsventils an jedem Bremswagen auch schnelle Wirkung und kurze Bremswege. Durchschlagsgeschwindigkeit gröfser als bei Luftdruckbremsen. Nachteile: weite Bremsleitung, grofse Luftbehälter und

Bremszylinder, daher grofses Gewicht, teuer und grofser Raumbedarf; Bremszylinder wird bei grofsen Kolbendrücken geteilt. Unterdruck in der Bremsleitung bei Personenzügen 52 cm Quecksilbersäule; Druck auf den Bremskolben bei Vollbremsungen etwa 0,55 bis 0,65 at je nach der Gröfse des Hülfsluftbehälters und des Bremskolbenhubes. Im Gegensatz zu den Druckluftbremsen ist es bei den Luftsaugebremsen üblich, für eine bestimmte Bremszylindergröfse verschiedene Hülfsluftbehältergröfsen zu verwenden und dadurch den Kolbendruck nach Bedarf bis um 15 % zu erhöhen. Selbsttätige Luftsaugebremsen sind hauptsächlich in England, englischen und deutschen Kolonien, Dänemark, Schweden, Spanien, Portugal und Oesterreich, ferner in Deutschland bei Kleinbahnen in Anwendung.

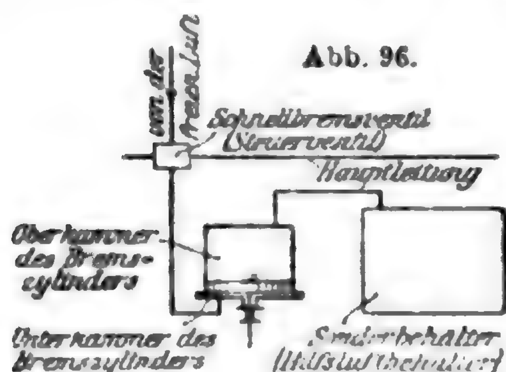


Abb. 96.

Durchgehende Bremsen für schnellfahrende Züge mit Geschwindigkeiten > 100 km/st mit Bremsklotzdrücken bis zu 200 % des Raddruckes des leeren Wagens (S. 814) werden in Nordamerika verwendet; Einführung bei der Preufsischen Staatsbahn steht zu erwarten.

Durchgehende Bremsen für Güterzüge sind als Luftsaugebremse (Hardy), Einkammerdruckluftbremse (Westinghouse, Knorr), Zweikammerdruckluftbremse (Pfalzbahn) und Verbunddruckluftbremse, d. i. Vereinigung von Ein- und Zweikammerbremse (Preufsische Staatsbahn), ausgeführt und haben sich bei Versuchen des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen als brauchbar erwiesen. Bei der allgemeinen Einführung durchgehender Güterzugbremsen in Europa soll wegen des Uebergangs der Güterwagen auf fremde Bahnen von allen Bahnverwaltungen einheitlich vorgegangen werden (Berner Konferenz im Mai 1909).

Personenzüge mit $V > 60$ km/st (auf Nebenbahnen 30 km) müssen mit durchgehender Bremse gefahren werden (BO. § 55[11] u. 66[2]). Die durchgehende Bremse eines Zuges, der eine Geschwindigkeit von mehr als 60 km (auf Nebenbahnen 40 km) erreicht, mufs so eingerichtet sein, dafs sie von der Lokomotive, den einzelnen Abteilen der Personenwagen, den Post- und Gepäckwagen, von den mit Handbremse versehenen Güterwagen aus in Tätigkeit gesetzt werden kann und selbsttätig wirkt, sobald die Bremsleitung unterbrochen wird (BO. § 35[5]; TV.* § 132). An Lokomotiven, die zur Beförderung von Personenzügen mit mehr als 60 km Geschwindigkeit (auf Nebenbahnen mehr als 40 km Geschwindigkeit) dienen, mufs eine Triebradbremse vorhanden sein, die mit der durchgehenden Bremse in Tätigkeit gesetzt werden kann (BO. § 35[4]; TV.* § 101[1]).

Für Schnellzuglokomotiven wird empfohlen, auch die Laufräder bremsbar einzurichten (TV. § 101[1]). Wenn eine Lokomotive mit durchgehender Bremse versehen ist, mufs diese auch auf die Tenderbremse wirken (TV.* § 113[1]). Bei zwei- und vierachsigen Wagen mufs die durchgehende Bremse auf sämtliche Räder, bei dreiachsigen Wagen mindestens auf die Räder der Endachsen, bei sechsachsigen Wagen mindestens auf die Räder der Endachsen jedes Drehgestells und, wenn drei- und sechsachsige Wagen für Schnellzüge mit einer Fahrgeschwindigkeit von mehr als 80 km/st gebaut werden, auch auf die Räder der Mittelachse wirken (TV.* § 131[3]). Bei durchgehenden Bremsen an Wagen soll der gröfste zulässige Hub des Bremskolbens, in mm geteilt durch das Uebersetzungsverhältnis, von der Kolbenstange bis zu den Bremsklötzen mindestens 25 ergeben (TV.* § 131[1]). Schlauchkupplungen sind nach TV.* § 83 u. 84 auszuführen. Bevor ein mit Luftdruck- oder Luftsaugebremse gefahrener Zug die Anfangsstation verläfst, ist eine Bremsprobe vorzunehmen. Die Probe ist zu wiederholen, so oft der Zug getrennt oder ergänzt worden ist, es sei denn, dafs nur Wagen am Schlusse abgehängt worden wären (BO. § 61[4]; TV. § 169[3]).

Kolbenhubanzeigevorrichtungen zu empfehlen, damit das Bremsgestänge rechtzeitig nachgestellt (Nachstellvorrichtungen S. 817) und zu tiefes Sinken des Bremskolbendruckes vermieden wird. Sie zeigen entweder ständig die jeweilige Kolbenstellung (Abb. 90 S. 817) oder nur die Ueberschreitung des zulässigen gröfsten Kolbenhubes an.

g. Bremsweg.

Bezeichnet

P den Gesamtbremsklotzdruck in kg,
μ die Reibungszahl zwischen Klotz und Rad (S. 813),
Q das Gesamtgewicht des Zuges in t,
g die Beschleunigung durch die Schwere (9,81 m/sk²),
w den Zugwiderstand für 1 t Zuggewicht in kg (S. 716),
R den Halbmesser der Bahnkrümmung in m,
$\pm s$ das Neigungsverhältnis der Strecke in ‰, wobei das positive Zeichen für Steigung, das negative für Gefälle gilt,
V_1 die Geschwindigk. d. Zuges bei Beginn der Bremsung in km/st,
V_2 die Geschwindigk. d. Zuges am Ende der Bremsung in km/st,
l den Bremsweg in m, so ist unter Vernachlässigung des aus der Drehung der Radsätze herrührenden Teiles der lebendigen Kraft

$$l = 3{,}93 \frac{V_1^2 - V_2^2}{\frac{P}{Q} \cdot \mu + w};$$

Werte für w S. 717 ff.; für überschlägliche Rechnungen setze man:

$$w = 2{,}4 + \frac{\left(\frac{V_1 + V_2}{2}\right)^2}{1300} \pm s + \frac{650}{R - 55}.$$

Dem berechneten Werte l ist der Weg hinzuzufügen, den der Zug vom Geben des Bremssignals (bei Handbremsen) oder von der

Abb. 97.

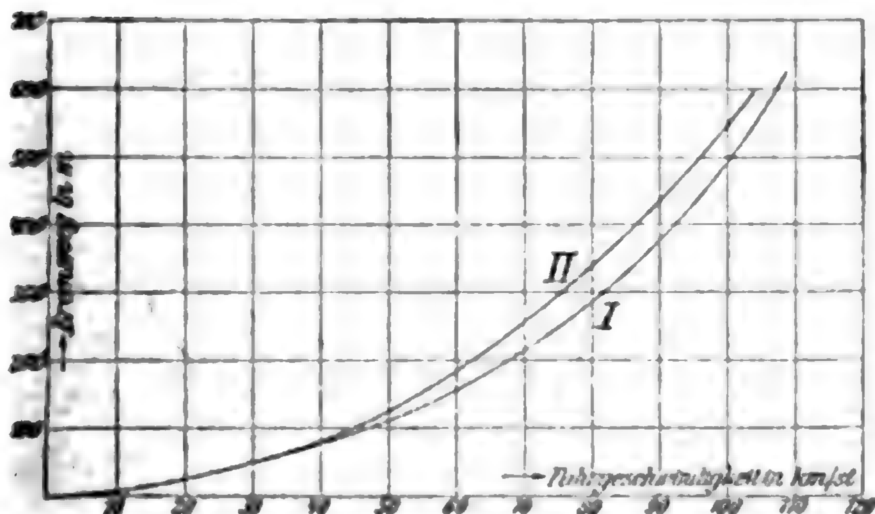
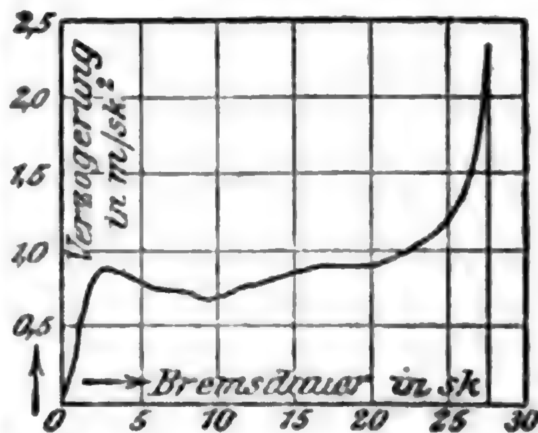


Abb. 98.
Bremsung aus 90 km/st Fahrgeschwindigkeit.



Einleitung der Bremsung (bei durchgehenden Bremsen) bis zum Eintritt der Wirksamkeit der Bremsen zurücklegt; hierfür sind bei Handbremsen 10 sk und mehr, bei durchgehenden Bremsen, bei Ein-

kammerdruckluftbremsen etwa 2 sk (bei längeren Zügen), bei Luftsaugebremsen etwas weniger zu rechnen.

Abb. 97 zeigt an preufsischen Fahrzeugen (Westinghouse-Bremse) auf wagerechter Strecke ermittelte Bremswegkurven, u. zw. Kurve I für 2- und 4achsige Personenwagen, bei denen sämtliche Achsen mit etwa 65 bis 70 % des Leerwagengewichts und Kurve II für 3achsige Personenwagen, bei denen nur die Endachsen mit etwa 80 % des auf sie entfallenden Leerwagengewichts gebremst sind.

h. Bremsverzögerung.

Die Bremsverzögerung beträgt bei durchgehenden Bremsen bis kurz vor Stillstand des Zuges etwa 0,6 bis 0,8 m/sk² und steigt dann schnell auf etwa 2 m/sk² (Abb. 98 S. 821).

i. Anzahl und Verteilung der Bremswagen im Zuge.

Aufser der Lokomotiv- und Tenderbremse müssen eine von der Streckenneigung und der Fahrgeschwindigkeit abhängige Anzahl von Bremsen bedient sein, so dafs ein im § 55 (B O.), § 160 (T V.) und § 97 (Grz.) festgesetzter Anteil des Gesamtwagengewichts im Zuge gebremst wird.

3. Lokomotiven und Tender.

a. Bezeichnung der Lokomotiven.

Die ältere Bezeichnungsweise $^2/_4$, $^3/_5$ usw. wird verdrängt durch

a) Whytesche Bezeichnungsweise (1907), in Amerika üblich,

b) Bezeichnungsweise des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen, 1908 angenommen.*)

In Amerika bestehen daneben Kennworte für einzelne Bauarten.

Nachstehende Tafel gibt nur einen Teil der vorkommenden Achsenanordungen; die weiteren sind hiernach leicht ableitbar.

Bild	Alt	V. d. E.-V. 1908	Whyte	Amerikanische Kennworte
< oOo	$^1/_3$	1 *A* 1	2-2-2	
< OO	$^2/_2$	*B*	0-4-0	
< ooOO	$^2/_4$	2 *B*	4-4-0	American
< oOOo	$^2/_4$	1 *B* 1	2-4-0	Columbia
< OOo	$^2/_4$	*B* 2	0-4-4	Forney
< ooOOo	$^2/_5$	2 *B* 1	4-4-2	Atlantic
< ooOOO	$^3/_5$	2 *C*	4-6-0	Ten wheeler
< oOOOo	$^3/_5$	1 *C* 1	2-6-2	Prairie
< ooOOOo	$^3/_6$	2 *C* 1	4-6-2	Pacific

*) Vgl. auch die Vorschläge von Steffan über eine weitere Ausbildung der Bezeichnungsweise, Die Lokomotive 1909 S. 30, ferner die des Organs 1911 S. 115.

Bild	Alt	V. d. E.-V. 1908	Whyte	Amerikanische Kennworte
< ∘OOO∘∘	3/6	2 *C* 1	2-6-4	Adriatic**)
< ∘ OOO∘∘	3/7	2 *C* 2	4-6-4	Baltic**)
< OOO	3/3	*C*	0-6-0	Six wheel switcher*)
< ∘OOO	3/4	1 *C*	2-6-0	Mogul
< OOOO	4/4	*D*	0-8-0	Eight wheel switcher*)
< ∘OOOO	4/5	1 *D*	2-8-0	Consolidation
< ∘∘OOOO	4/6	2 *D*	4-8-0	Mastodon
< ∘OOOO∘	4/6	1 *D* 1	2-8-2	Mikado
< ∘OOOOO	5/6	1 *E*	2-10-0	Decapod
< ∘OOOOO∘	5/7	1 *E* 1	2-10-2	Santa Fé
< ∘OOOOOO∘	6/8	1 *F* 1	2-12-2	Javanic**)
< ∘OOO ∘OOO	2 × 3/4	1 *C* 1 *C*	2-6-0-2-6-0	

b. Breiten- und Höhenmafse.

1. Umgrenzungslinie der festen Teile für Haupt- und vollspurige Nebenbahnen nach B O. § 28 (Abb. 99 S. 824 rechts). Die hierin angegebenen Breitenmafse sind mit Rücksicht auf das Durchfahren einer Krümmung mit 180 m Halbmesser je nach Länge und Bauart der Fahrzeuge entsprechend einzuschränken (B O. § 28).

Lokomotivschornsteine, die bis 4,65 m über S.-O. reichen dürfen, müssen so angeordnet sein, dafs ihre Höhe auf 4,28 m eingeschränkt werden kann (weil meist Einfahrttore der Schuppen nicht höher).

Es dürfen nach B O. § 28 herabreichen, auch bei gröfster Abnutzung der Radreifen (niedrigstem Pufferstande),

bis höchstens 50 mm über S.-O.: die durch den Radreifen gedeckten Teile, wie Bahnräumer, Bremsklötze und Sandstreuer;

bis höchstens 75 mm über S.-O.: Pleuel- und Kuppelstangenköpfe (d. h. die dem Federspiele nicht folgenden beweglichen Lokomotivteile), Sicherheitsketten und Kupplungen;

bis höchstens 100 mm über S.-O.: alle übrigen Lokomotivteile.

Nach T V.* § 86 u. 108 gilt für Lokomotiven und Tender Abb. 99. — Ueber die Höhe von 4,30 m über S.-O. dürfen nur die Lokomotivschornsteine hinausragen, u. zw. höchstens bis 4,57 m bei einer gröfsten Gesamtbreite des rechteckigen Aufsatzes von 1,51 m. — Die dem Federspiele nicht folgenden beweglichen Lokomotivteile dürfen bis auf 60 mm über S.-O. herabreichen. Sonstige Bestimmungen betreffs 50 bis

*) switcher, weil diese Bauarten in Amerika nur für Verschiebezwecke verwendet werden.

**) Diese Bezeichnungen sind nur den amerikanischen nachgebildet.

In Amerika werden Tenderlokomotiven mit vorderen und hinteren Laufachsen als double ender bezeichnet.

In England hilft man sich durch kurze Beschreibungen, z. B. *B* 2 = front coupled bogie, *C* 1 = six wheels coupled radial usw. Zu beachten, dafs

tender engine = Lokomotive mit Tender, tank engine = Tenderlokomotive.

Die Preufsische Staatsbahn pflegt der Bezeichnung des V. d. E.-V. 1908 Buchstaben hinzuzufügen: *H* = Heifsdampf-, *S* = Schnellzug-, *P* = Personenzug-, *G* = Güterzug-, *T* = Tender-, *L* = Lokomotive, also z. B. 1 *C* 1 — *HPTL*.

100 mm über S.-O. wie in BO. § 28 (s. v.). Für Lokomotiven und Tender, die auf Zahnradbahnen übergehen sollen, dürfen bis 0,300 m seitlichen Abstand von Gleismitte die dem Federspiele nicht folgenden

Abb. 99.
Lokomotiven und Tender.

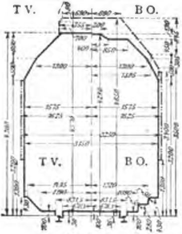
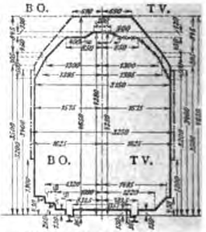
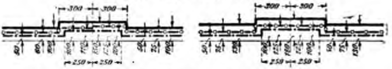


Abb. 100.
Wagen.



Einschränkung der Umgrenzung bei Zahnstangenbahnen.



—·—·— Umgrenzung des lichten Raumes.
——— " der Fahrzeuge.
- - - - " für verkürzbare Lokomotivschornsteine, Signalscheiben, Signallaternen und Leinenhaspel.
—··—··— " für Signalscheiben und Signallaternen.
—o—o—o " für die dem Federspiel nicht folgenden Teile, die Sicherheitsketten und Kupplungen.
—x—x—x— " der Wagen für durchgehenden Verkehr.

Teile und die Sicherheitsketten und Kupplungen nur bis 110 mm, alle übrigen Teile nur bis 150 mm über S.-O. herabreichen.

Nach BV. Typ § 3 gilt für Oesterreich das linke Profil Abb. 99 doch ist die unterste Stufe für 3- und mehrfach gekuppelte Güterzuglokomotiven bei ganz abgenutzten Reifen statt 1190 1330 mm; die zweite bei 370 Höhe über S.-O. bereits 1575 mm breit; die nicht abgefederten Teile dürfen in Radreifenbreite bis 50 mm, in 2 × 1330 mm Breite bis 60 mm und in 2 × 1575 mm Breite bis 335 mm über S.-O. herabreichen.

2. Umgrenzungslinie der festen Teile für Lokalbahnen nach Gz. f. L. § 49 u. 69. Lokomotiven und Tender vollspuriger Bahnen

Digitized by Google

sollen T V. § 86 u. 108 bzw. B V. Typ § 3 entsprechen (s. vorstehend). Bei schmalspurigen Bahnen mufs die Umgrenzungslinie von 100 mm bis 1 m über S.-O. überall einen Abstand von 30 mm, von 1 m Höhe an einen Abstand von 100 mm von der Umgrenzung des lichten Raumes (Abb. 4 u. 5, S. 724) haben. — Bis zwischen 50 und 100 mm über S.-O. zugelassene Teile wie in T V. § 86 bzw. B O. § 28. Die Zähne der Zahnräder dürfen bei reinen Zahnradbahnen auch unter S.-O., dagegen bei Reibungs- und Zahnradbahnen nur bis 15 mm über S.-O. herabreichen.

„In Oesterreich gilt für 760 mm Spur besonderes Profil." Die durch die Radreifen gedeckten gefederten Teile dürfen bis 50 mm, die anderen gefederten bis 60 mm über S.-O. herabreichen.

Russische und amerikanische Profile sind gröfser, englische, belgische, französische italienische kleiner.

Für den Versand kalt laufender Lokomotiven sind nicht vorstehende Profile, sondern die Lademafse (S. 776) der betreffenden Strecken mafsgebend.

c. Hauptabmessungen ausgeführter Lokomotiven

S. 829 ff.

d. Lokomotivkessel.

Allgemeines unter Dampfkessel.

1. Berechnung von Rostfläche und Heizfläche.

Es bedeute im folgenden

R die gesamte Rostfläche in qm,
H_f die Feuerbüchsheizfläche,
H_r die Rohrheizfläche,
H die gesamte feuerberührte (innere) Heizfläche in qm,*)
V die Fahrgeschwindigkeit in km/st,
$v = V : 3{,}6$ die Fahrgeschwindigkeit in m/sk,
B die zu verbrennende Steinkohlenmenge in kg/st,
N die Leistung der Lokomotive in PSe (am Radreifen).

Rostfläche: $R = \frac{B}{300}$ bis $\frac{B}{600}$ oder $R = \frac{N}{150}$ bis $\frac{N}{600}$;
hierbei gilt der kleinere Nenner für Anthrazit und Staubkohlen, der gröfsere für Stückkohlen.

Leistung der Heizfläche. Das Verhältnis $N : H$ ist nach Richter für Schnellzuglokomotiven $\frac{N}{H} = 0{,}1\left(a - \frac{n}{100}\right)\sqrt{n}$.

Hierin ist: n die Umlaufzahl der Triebräder für die Minute,
$a = 6{,}0$ für Nafsdampfzwilling,
$= 6{,}5$ „ Nafsdampf-Zweizylinderverbund,
$= 7{,}0$ „ Heifsdampfzwilling,
$= 7{,}5$ „ Nafsdampf-Vierzylinderverbund,
$= 8{,}0$ „ Heifsdampf-Vierzylinderverbund.

*) Im Auslande wird meist mit der wasserberührten Heizfläche gerechnet; der Unterschied beider Heizflächen ist rd. 10 %

v. Borries*) gibt folgende Werte:

***N* : *H*.**

Gattung	Maſsgebende Hauptverhältnisse $\frac{H}{R}$	p at	$\frac{C}{H}$	*N* : *H* bei Umlaufzahl *n* der Triebräder in 1 sk: 1	1,5	2	2,5	3	3,5	4
Pers.- u. Schnellzuglokomotiven mit Zwillingswirkung	55	12	0,80	3,5	4,2	4,5	4,8	5,0	5,2	5,3
„ Verbundwirkung in 2 Zyl.	55	12	0,85	3,7	4,5	5,1	5,6	6,0	6,4	6,7
„ „ „ 4 „	55	14	0,85	.	5,9	6,3	6,7	7,0	7,2	7,4
Güterzuglokomotiven mit kleinem Rost u. Zwillingswirkung	80	10	0,80	2,6	3,1	3,6	4,0	4,2	.	.
„ groſsem Rost u. Verbundwirkung	60	12	1,00	3,3	4,0	4,6	5,1	5,5	.	.
Tenderlokomotiven	50	12	0,88	3,4	3,8	4,1	4,3	4,5	.	.

Bei Kesselspannung p_1 ändert sich $N : H$ im Verhältnis $\sqrt{p_1 : p}$.

Nach Strahl**) ist für die Höchstleistung die entwickelte Dampfmenge:

$$Q = \frac{R\,a}{1 + 7\,\frac{R}{H}}.$$

Hierin ist $a = 3800$ für Heiſsdampflokomotiven (H ist einschl. Ueberhitzer zu rechnen),
$= 4000$ für 2 zyl. Naſsdampf-Verbundlokomotiven,
$= 4250$ „ alle übrigen Naſsdampflokomotiven,

ferner der Dampfverbrauch für die PSi-st bei den vorteilhaftesten Füllungen: 11,0 bis 12,0 kg für Zwillingswirkung bei Naſsdampf,
9,5 „ 10,0 „ „ Verbundwirkung „ „ ,
6,5 „ 7,0 „ „ Zwillingswirkung „ Heiſsdampf,
6,0 „ 6,4 „ „ Verbundwirkung „ „ .

Für die Ermittlung der PSi sind hierbei die Widerstandsformeln von Strahl (S. 717) zugrunde zu legen.

Es ergeben sich hieraus die günstigsten Werte:

N* : *R

Bei *H* : *R*		40	50	60	70	80	100
Naſsdampfzwilling	11,50 kg	314	324	331	336	340	345
2 Zyl.-Naſsd.-Verb.	9,75 „	370	383	390	397	401	408
4 „ „ „	9,50 „	381	393	401	406	411	418
Heiſsdampfzwilling	6,75 „	536	553	565	573	579	589
4 Zyl.-Heiſsd.-Verb.	6,20 „	584	602	615	624	631	642
Dampferzeugung/qm *R* u. st in kg		3617	3728	3805	3864	3907	3972

*) Vgl. Z. d. V. d. I. 1904 S. 610 und 1906 S. 557; für die von Richter und v. Borries gegebenen Formeln für $N : H$ sind die durch v. Borries vorgeschlagenen Zugwiderstandsformeln zugrunde zu legen. Ferner Organ 1908 S. 337. Strahl, Die Anstrengung der Dampflokomotiven. **) Z. d. V. d. I. 1913 S. 251.

Das Verhältnis der Heizfläche zur Rostfläche $H : R$ ist
bei Personenzuglokomotiven = 50 bis 70,
„ Güterzuglokomotiven = 60 „ 90.

Vorstehende Zahlen gelten für Steinkohlen; für anderen Brennstoff ist $H : R$
bei Braunkohlen = 45 bis 50 (Ungarn),
„ Staubkohlen = 23 „ 26 (Belgien),
„ Anthrazitkohlen = 30 „ 40 (Nordamerika).
Heizfläche des Ueberhitzers ist etwa 25 % der Gesamtheizfläche.
Ueberschläglich kann (nach Strahl) 1 qm H_f = 4 qm H_r bewertet werden.

Wirkungsgrad der Feuerung η_1 = etwa 0,75 bis 0,85; Wirkungsgrad der Heizfläche η_2 = 0,73 bis 0,83.
Der Wirkungsgrad der Kesselanlage ist $\eta = \eta_1 \cdot \eta_2$.

2. Feuerbüchse und Feuerbüchsmantel.

Länge der **Feuerbüchse** 1 bis 3,2 m, Breite 0,95 bis 1,15 m, wenn zwischen den Rahmen bzw. Rädern; wenn über dem Rahmen bis 2,8 m breit, besonders für Staubkohlen (Bauart Belpaire, Belgien) und Anthrazit (Bauart Wootten, Nordamerika); meist aus Kupfer. Stärke der Rohrwand etwa 26 mm, der übrigen Wände 16 mm.

In Nordamerika ausschl. Feuerbüchsen aus weichem Flufseisen; Rohrwand 13 mm, die übrigen Wände 8 bis 10 mm. Preufs. Probeversuche mit Flufseisen fielen ungünstig aus, ebenso solche mit Wellrohrfeuerbüchsen; neuerdings Wasserrohrfeuerbüchsen, Bauart Brotan, auch Wasserrohrkessel, Bauart du Temple (Franz. Nordbahn) und Robert (P. L. M. Bahn) und Strohmann (Preufs. Staatsb.) im Betriebe.

Decken und Seitenwände meist aus einem Stück; Rohr- und hintere Wand werden gekümpelt. Abrundungshalbmesser der Seitenkanten der Decke etwa 200 mm (mind. 50 mm), der übrigen Kanten etwa 50 mm (mind. 20 mm). Die Feuerbüchse wird nach unten oder, wenn oben zu breit, nach hinten herausgenommen, nachdem die Mantelrückwand fortgenommen ist.

Zur Erzielung besserer Verbrennung, namentlich bei langflammigen Kohlen, meist vorn in der Feuerbüchse ein Schirm aus Schamottesteinen. — Zur Rauchverminderung, besonders bei gasreichen Kohlen, besondere Rauchverminderer; auf preufs. Staatsbahnen Einrichtung von Langer-Marcotty*) mehrfach verwendet, auch System Staby.**) Auch Oelfeuerungen sind rauchfrei, daher auf Tunnelstrecken verwendet (Arlbergbahn, Moselbahn).

Feuerbüchsmantel aus Eisenblech, Seiten 15 bis 16 mm, Decken 18 bis 22 mm stark wegen besseren Dichthaltens der Deckenstehbolzen, sonst für die äufseren Stehbolzenreihen besondere Laschen aufnieten. Empfehlenswert ist, Decke und Seiten aus einem Stück herzustellen. Abrundungshalbmesser der Kanten mindestens 50 mm. — Decke meist nach Halbkreis mit r = Kesselhalbmesser geformt (Bauart Crampton) oder eben (Bauart Belpaire), dann meist nur 14 bis 16 mm stark, aber oben geschlossene Stiefelknechtplatte nötig.

In Nordamerika meist nach Halbkreis, der gröfser als Kesselhalbmesser; Verbindung mit Langkessel durch einen kegelförmigen Schufs (wagon top boiler), auch vorhergehender bzw. erster Kesselschufs kegelig (extended wagon top boiler). Vorteil grofser Dampfraum, höherer Wasserstand.

Abkürzungen und Fufsnoten zu den Tafeln S. 829 bis 833.

D_t = Durchmesser der Triebräder,
d = Zylinderdurchmesser,
d_r = Durchmesser der Heizrohre,
d_k = Kesseldurchmesser,

*) Vgl. Glaser Ann. 1898 II S. 165.
**) Vgl. Z. d. V. d. I. 1896 S. 1357.

G = Güterzuglokomotive,
H = Heifsdampf,
H_f = Feuerbüchsheizfläche,
H_g = gesamte Heizfläche, feuerberührt,
K = Kohlenraum,
l = Kolbenhub,
l_r = Länge der Heizrohre,
L = Länge der Lokomotive ausschliefslich Puffer,
m = Kesselmitte über Schienenoberkante,
p = Dampfdruck,
P = Personenzuglokomotive,
Q_l = Leergewicht,
Q_d = Dienstgewicht,
Q_r = Reibungsgewicht,
R = Rostfläche,
S = Schnellzuglokomotive,
T = Tenderlokomotive,
v = Verbund,
^4v = Vierzylinderverbund,
V_{max} = gröfste gestattete Geschwindigkeit,
W = Wasserraum,
z = Zahl der Heizrohre.

Gibt die Spalte für z zwei Werte, so bedeutet der erste die Zahl der engen Heizrohre, der zweite die der weiten Rauchrohre, bei drei Ziffern gibt die erste die der Serverohre, die zweite die der glatten Heizrohre und die dritte die der Rauchrohre. Soweit nicht anderes vermerkt, ist der Durchm. der letzteren 124/133 oder 125/133 mm.

Die Ueberhitzer sind mit Ausnahme der Type IVg der Badischen Staatsbahn solche nach System Schmidt.

[1]) $^3/_5$ *HS* der Preufs. Staatsb., auch als vierzyl. Verbundl. ausgeführt, Triebwerk de Glehn $\frac{2 \times 400}{2 \times 600}$/660/1980, $R = 2{,}94$.

[2]) Rauchrohre, Durchm. 118/127.

[3]) Ueberhitzer Clench-Gölsdorf.

[4]) Rauchrohre, Durchm. 129/138.

[5]) „ „ 112/120 oder 112/121.

[6]) Heizfläche der Serverohre mit 85 % bewertet.

[7]) 64 Serverohre, Durchm. 64/70, 21 glatte Rohre, Durchm. 45,6/50, 19 Rauchrohre, Durchm. 127/136.

[8]) Die Lokomotive führt nur Kohlen mit sich. Das Wasser wird in besonderem Tender mitgeführt.

Ebene Decken der Feuerbüchse und des Mantels müssen durch Deckenanker oder Deckenstehbolzen verstärkt werden.

Deckenanker (Barrenanker) liegen auf der Feuerbüchsdecke gewöhnlich in der Längsachse des Kessels, seltener quer dazu; fast nur noch in England verwendet.

Deckenstehbolzen ergeben geringeres Gewicht als Deckenanker; stets aus Eisen. Entfernung 95 bis 110 mm bei 30 bis 33 mm Durchm. im Gewinde (Kerndurchmesser 26 mm); vorderste Reihen meist beweglich.

Verankerung der Seitenwände von Feuerbüchse und Mantel durch meist kupferne, seltener (in Amerika stets) flufseiserne **Stehbolzen** ($k_z \geq 22$ kg/qmm, $\varphi \geq 38$ %) von 26 bis 30 mm Durchm. im Gewinde (Kerndurchm. 21 bis 24 mm), in Entfernungen von 90 bis 115 mm; bisher meist schwach verjüngt, etwa 1 : 200, aber auch häufig zylindrisch. Beanspruchung nach A. P. B. bei Flufseisen 6 kg/qmm, bei Kupfer für Dampftemperaturen bis 200° 4 kg/qmm. Damit man Brüche erkennen kann, werden die Stehbolzen bis etwa 13 mm über Innenkante der Wandung angebohrt, oft auch ganz durchbohrt oder aus hohlgewalztem Kupfer (TV. § 94) gefertigt. Durchmesser der Bohrung 3 bis 6,5 mm; oberste Stehbolzenreihen, besonders in den Ecken, stark auf Biegung beansprucht, daher oft aus Manganbronze ($k_z \geq 30$ kg/qmm, $\varphi \geq 35$ %) oder stärker als die übrigen; bisweilen auch

Hauptabmessungen ausgeführter Lokomotiven für Normalspur.

Bahn und Gattung	Preußische Staatsbahn										Oldenburgische Staatsbahn	
	S_5	S_{10}	P_8	G_8	T_9	T_{12}	T_{13}	T_{14}	T_{16}	T_{18}		
Erklärung der Abkürzungen S. 827	2/4 *Sv*	3/5 *HS*4 1)	3/5 *HP*	4/4 *HG*	3/4 *T*	3/4 *HT*	4/4 *T*	4/6 *HT*	5/5 *HT*	3/7 *HT*	3/3 *Gv*	4/4 *Gv*
Typ	2 *B*	2 *C*	2 *C*	*D*	1 *C*	1 *C*	*D*	1 *D* 1	*E*	2 *C* 2	*C*	*D*
V_{max} km/st	100	110	100	55	60	80	45	65	50	90	45	45
d mm	475/700	4 × 430	590	600	450	540	500	600	610	560	460/650	500/750
l „	600	630	630	660	630	630	600	660	660	630	630	660
Zylinderlage	*a*	*ai*	*a*	*a*	*a*	*a*	*a*	*a*	*a*	*a*	*a*	*a*
D_t mm	1980	1980	1750	1350	1350	1500	1250	1350	1350	1650	1350	1350
Radstände „	2200 + 2600 + 2600 = 7400	2200 + 2200 + 2100 + 2600 = 9100	2200 + 1570 + 1880 + 2700 = 8350	1570 + 1560 + 1570 = 4700	2700 + 1650 + 1650 = 6000	2500 + 1850 + 2000 = 6350	2000 1650 1625 = 5275	2400 + 3 × 1500 + 2400 = 9700	1450 + 1450 + 1450 + 1450 = 5800	2200 + 1600 + 2 × 2050 + 1600 + 2200	2000 + 1400 = 3400	1520 1420 1560 = 4500
R qm	2,27	2,82	2,62	2,63	1,53	1,7	1,7	2,5	2,25	2,4	1,53	2,23
H_f „	11,1	14,2	14,7	13,7	7,0	9,3	8,7	13,9	11,7	13,1	7,7	9,7
$H_ü$ „	—	61,5	49,4	46,2	—	33,4	—	51,0	45,3	49,2	—	—
H_g „	142	215	200	190	110	132	116	186	173	188	118	180
s	247	129/26	139/24	139/24	217	120/18	209	122/22	143/22	152/21	206	315
d_r mm	41/46	45/50	45/50	45/50	41/46	41/46	41/46	45/50	41/46	41/46	39/44	41/46
l_r „	4100	4900	4700	4500	3700	4370	4000	4700	4500	4700	4160	4200
m „	2500	2800	2750	2700	2500	2500	2450	2900	2650	2850	2070	2820
d_k „	1472	1600	1568	1600	1372	1348	1400	1500	1500	1498	1320	1660
p at	12	14	12	14	12	12	12	12	12	12	12	12
Q_l/Q_d t	48/53,3	72,1/77,8	63,8/69,8	60,4/67,2	45,1/58,7	52/65	47/61	74,5/95,3	64/80,8	82,1/104,7	39/44	41/46
Q_r „	32	51	47,8	67,2	44,6	48	61	63,5	80,8	50,7	41,7	58,5
L mm	9511	12 000	10 550	10 880	9400	10 450	11 100	13 800	12 500	14 800	8755	10 175
W/*K* t					7/2	7/2,5	7/2,5	11/4	7/2	12/4,5		

Bahn und Gattung		Bayer. Staatsb.	Badische Staatsbahn			Oesterreichische Staatsbahn						Oesterr. Südbahn
		P t 2/5	VI b	IV g	IV f	429	10	310	380	100	278	580
Erklärung der Abkürzungen S. 827		2/5 H T	3/5 T	3/5 H S	3/6 H S	3/5 H P r	[illegible]/5 H S⁴ v	[illegible]/6 H S⁴ v	[illegible]/6 H G⁴ v	[illegible]/7 H G⁴ v	4/4 H T v	5/6 H G
Typ		1 B 2	1 C 1	1 C 1	2 C 1	1 C 1	1 C 1	1 C 2	1 E	1 F	D	1 E
V_{max}	[illegible]	60	80	90	110							
d	mm	500	435	360/590	425/610	475/690	390/630	370/660	390/630	450/760	440/650	610
l	"	500	630	640	630/670	720	720	720	720	680	570	720
Zylinderlage		a	a	i a	i a	a	i a	i a	i a	i a	a	a
D_t	mm	1640	1480	1700	1800	1614	1820	2100	1410	1410	1140	1450
Radstände	"	2700	2500	2750	2200	2480	2300	2650	2130	2450	1240	2400
		2050	+ 1700	1850	+ 2580	1800	+ 1950	+ 2220	1530	+ 5 × 1530	+ 1230	+ 1530
		2400	+ 1700	1850	+ 1940	2200	+ 1950	+ 2220	1950		+ 1230	+ 1530
		1650	+ 2500	+ 2000	+ 1940	1550	+ 3200	+ 1710	1530			+ 1530
					+ 3450			+ 1650	1530			+ 1530
		= 8800	= 8400	= 9400	= 12 110	= 8030	= 9490	= 10 450	= 8670	= 10 100	= 3700	= 8520
R	qm	1,96	1,38	3,75	4,5	3,0	4,0	4,6	4,6	5,0	1,6	4,5
H_f	"	9,0	8,25	13,4	14,7	14,2	13,7	15,1	15,5	17,4	6,9	16
$H_ü$	"	20,2	—	43[3]	50	28,1	51,4	43,4	40,4	47,0	20,0	58
H_g	"	109,3	117	210	259	148	224	232	222	273	91	254
z		125/14[2]	185	279	175/25[4]	136/18[2]	157/24	170/24	164/24	210/27	84/15[5]	178/27
d_r	mm	40/45	46/52	48/52	50/55	46/51	48/53	46/51	48/53	48/53	46/51	45/50
l_r	"	3830	4080	4695	5100	4060	4900	5150	4700	5000	3600	4900
m	"	2550	2350	2850	2820	2800	2905	2930	2890	2980	2255	3000
d_k	"	1320	1380	1600	1664	1464	1624/1710	1624/1757	1624/1757	1760/1855	1300	1800
p	at	12	13	16	16	15	15	15	16	16	13	14
Q_l/Q_d	t	54/70,3	49,8/63,6	65,6/72,7	82,2/88,3	55,1/61,2	68/71,7	79,8/86,1	72,5/80,4	88,3/95,8	38,0/52,0	73,6/80,2
Q_r	"	32	48	46	49,5	43	43,7	44,0	70,0	88,8	52,0	70,1
L	mm	11 894	9460	12 420	13 217	10 522	11 823	13 163	11 787	13 100	9648	11 878
W/K	"	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

Erklärung der Abkürzungen S. 827	Franz. Nordb. 2/5 S4v	Bagdad-Bahn 3/4 HP	Franz. Staatsb. 3/5 HS4v	Belg. Staatsb. 3/6 HS4	P. L. M.-Bahn 4/5 HG4v	Madrid-Saragossa 4/6 HP4v	Franz. Nordb. 5/6 HG4v	Franz. Nordb. 2/6 T	Franz. Westb. 3/5 HT4v	Franz. Nordb. 3/7 HT	Franz. Südb. 4/6 HT	Italien. Staatsb. 5/5 T4v	Span. Nordb. 4/8 T4v
Typ	2 B 1	1 C	2 C	2 C 1	1 D	1 D	1 E	2 B 2	1 C 1	2 C 2	2 D	E	2 D 2
V_{max} km/st	120											50	90
d mm	340/560	540	430	500	400/580	420/640	490/640	430	340/530	540	630	375/610	400/620
l "	640	630	640	660	650	650	680/700	660	600	600	640	650	640
Zylinderlage	ai	a	ai	ai	ai	ai	ai	a	ai	a	a	i/a i/a	ai
D_t mm	2040	1500	2040	1980	1500	1600	1550	1664	1540	1664	1600	1350	1560
Radstände	2100	2450	2200	2050	2600	2200	2500	1800	2150	2000	2300	1500	2200
	+ 1850	+ 2150	+ 1690	+ 1675	+ 1880	1800	+ 2000	+ 2020	+ 2300	+ 1600	+ 1500	+ 1500	+ 1630
	+ 2150	+ 2650	+ 2110	+ 2050	+ 1650	1700	+ 1660	+ 1780	+ 2200	+ 2 × 1900	+ 1750	+ 1500	+ 1760
	+ 2400		+ 2700	+ 2050	+ 2600	1700	+ 1660	+ 1350	+ 2150	+ 1600	+ 2050	+ 1500	+ 2 × 1670
				+ 3600		2300	+ 2300	+ 1800		+ 2000	+ 1750		+ 1600
	= 8500	= 7250	= 8700	= 11 525	= 8730	= 9700	= 10 120	= 8750	= 8800	= 11 000	= 9350	= 6000	+ 2200
R qm	2,74	2,25	2,78	5,0	2,98	4,1	3,22	1,95	2,51	2,0	3,1	3,50	3,17
H_f "	15,5	11,6	14,8	20	15,5	15,6	17	8,7	12,5	10	15,7	13,0	14,4
$H_ü$ "	—	39,3	43,0	62	33,6	57,4	62,2	—	—	30,7	41,6	—	48,3
H_g "	193 6)	169	179	297	171 6)	260	314	105 6)	151 6)	147	200	236	199
s	126	136/21	139/22	230/31 2)	85/19 7)	185/24	90/24	93	117	57/10/18	65/14/24	275	141/24
d_r mm	65/70	45/50	45/50	45/50	65/70	45/50	65/70	65/70	65/70	65/70, 45/50	65/70, 45/50	47/52	45/50
l_r "	4300	4400	4300	5000	4000	5250	6000	3345	3900	4100	4200	5150	4650
m "	2520	2780	2800	2850	2750	3000	2800	2600	2600	2650	2750	2800	2750
d_k "	1456	1501	1600	1800	1500	1780	1639	1306	1448	1410	1566	1543	1560
p at	16	12	12	14	16	16	16	12	15	12	12	16	16
Q_l/Q_d t	61,1/66,5	52,7/58,3	65,5/71,5	92/102	64,9/70,7	78,5/87,5	90/99	50,3/63,4	59/74	68/84	75/95,7	62/73	79,3/99,2
Q_r "	33,1	45,3	48,9	57	61,2	60	88,3	32	50,2	48	72	73	63,5
L mm	10 400	10 713	11 600	14 294	12 505	12 900	13 315	9684	12 000	13 540	13 490	11 265	16 550
W/K t								7/3,5	7/2,5	9/3	10/4	—/4 8)	10/3,5

Hauptabmessungen ausgeführter

Bahn und Art		Petschaburi-bahn	Staats-bahn Java	Sudan-Reg.-Bahn	Japan. Staats-bahn	Staats-bahn Java	Staats-bahn Java	Central-Norte Argent.	Süd-afrik. Eisenb.
		$^2/_4$ *P*	$^2/_4$ *PH*	$^2/_5$ *P*	$^3/_5$ *PH*	$^3/_6$ *PH*	$^4/_5$ *GH*	$^4/_6$ *G*	$^4/_7$ [illegible]
Spurweite	mm	1000	1067	1067	1067	1067	1067	1000	[illegible]
Typ		1 *B* 1	2 *B*	2 *B* 1	2 *C*	2 *C* 1	1 *D*	1 *D* 1	2 *D* [illegible]
d	mm	360	380	457	470	450	485	432	[illegible]
l	„	500	600	660	610	600	510	560	[illegible]
Zylinderlage		*a*	*a*	*a*	*a*	*a*	*a*	*a*	*a*
D_t	mm	1350	1500	1587	1600	1500	1106	1067	[illegible]
Radstände	„	2300 + 2620 + 2380 = 7300	2000 1780 2400 = 6180	1829 + 1448 + 1753 + 2286 = 7316	1829 + 1753 + 1905 + 2286 = 7772	1800 1300 1640 1640 2850 = 9230	2000 1950 1550 1350 = 6850	1975 1250 1175 1175 2400 = 7975	[illegible] + [illegible] + [illegible] + [illegible] + [illegible] + [illegible]
R	qm	1,38	1,32	2,3	1,85	2,3	2,25	2,5	[illegible]
H_f	„	6,0	6,8	10,4	11,8	8,7	8,7	9,6	[illegible]
$H_ü$	„	—	20	—	28,0	39,0	30,4	—	[illegible]
H_g	„	77	101	129	136	158	124	156	[illegible]
z		150	135/12	194	88/14	104/18	92/15	244	[illegible]
d_r	mm	40/44	37/41	46/51	51/56	45,8/50,8	45/50	45/50	
l_r	„	3450	3650	4229	4575	5000	4450	4250	
m	„	1800	2150	2210	2286	2200	2500	2200	[illegible]
d_k	„	1100	1240	1384	1385	1400	1404	1466	[illegible]
p	at	12	12	12,6	12,6	12	12	12	[illegible]
Q_l / Q_d	t	25,3/28	31/34,5	49/54	50/55	47,6/53	42,6/47,3	51/57,5	76/83
Q_r	„	16,4	20	24	38,6	30	39,3	40	60
L	mm	7700	8520	10 675	10 850	11 860	10 200	11 125	[illegible]
W / K	t								

sämtliche Stehbolzen aus Manganbronze, doch brennen dann in der Feuerzone die Köpfe leicht ab. In England auch eingeschlitzte Stehbolzen, Patent Stone; in Dänemark bewegliche Stehbolzen (Busse), auch in Amerika mehrfach (Tate u. a.). — Die Vorderwand der Feuerbüchse ist unterhalb der Heizrohre gegen den Langkessel durch Bodenanker, die Hinterwand des Mantels zweckmäſsig im oberen Teile gegen die Seitenwände durch wagerechtes Blech, die Seitenwände des Mantels gegeneinander, namentlich, wenn noch oberhalb der Feuerbüchsdecke eben, durch möglichst gleichmäſsig zu verteilende Queranker (Rundeisen von 40 bis 50 mm Durchm.) versteift.

Feuerbüchse und Mantel am unteren Ende durch **Bodenring** (Fluſseisen) von 60 bis 100 mm Breite und 60 bis 80 mm Höhe verbunden; Vernietung einfach oder doppelt; an den Ecken erhalten oft Mantel und Bodenring Lappen, so daſs dreireihige Nietung möglich.

Feuertür länglichrund oder rechteckig, seltener kreisrund, etwa

Lokomotiven für Schmalspur.

Sfax-Gafsa	Oesterr. Staatsb. *Uv*	Kelani-bahn Ceylon	Italien. Staatsb. 20	Oesterr. Staatsb. *P*	Staats-bahn Java	Baulokomotiven			
5/6 *GH*	3/4 *Tv*	3/7 *T*	4/4 *T*	4/5 *TH*	6/8 *TH*	50 PS	80 PS	125 PS	200 PS
1000	760	762	950	760	1067	600	900	900	900
2 *E*	*C* 1	2 *C* 2	*D*	*D* 1	1 *F* 1	*B*	*B*	*B*	*B*
540	320/500	356	410	330	540	210	260	320	330
580	400	508	520	400	510	300	400	440	440
a	*a*	*a*	*a*	*a*	*a*	*a*	*a*	*a*	*a*
1100	800	914	1115	880	1102	600	800	800	820
2100	1200	1321	1250	1000	2 000	1200	1800	2000	2000
+ 3 × 1250	+ 900	+ 3 × 1016	+ 1250	+ 1000	+ 5 × 1250				
+ 1750	+ 1900	+ 1524	+ 1250	+ 1000	+ 2 000				
		+ 1321		+ 1700					
= 7600	= 4000	= 7214	= 3750	= 4700	= 10 250				
2,33	1,03	1,76	1,5	1,25	2,6	0,4	0,52	0,80	1,0
9,1	4,5	6,0	5,6	4,1	9,9	2,8	2,5	3,7	4,4
34,9	—	—	—	15,5	40,8	—	—	—	—
167	56,5	66	99	61	162	17,0	25,7	37,1	53,9
124/18	126	117	205	50/12 [5])	109/18	68	80	96	126
46/50	39/44	45/50,8	41/45	46/51	45/50	35/39	41/46	41/46	41/46
4500	3250	3632	3550	3700	4950	2030	2250	2700	3050
2150	1690	1600	2150	1750	2450	1410	1700	1800	1800
	1024	1168	1280	1100	1376	759	852	940	1066
12	12	11	14	13	12	12	12	12	12
50,5/56	21/27,6	35,1/46,8	37/48	29/36,5	58/75	7,8/9,6	12,8/15,7	16,7/20,7	19,8/25,2
48,6	23	25,8	48	29,7	57	9,6	15,7	20,7	25,2
	7804		9000	8680	13 800	5126	5665	6496	7476
	3,1/1,7		5,5/1,8	3/2	8,5/3	0,6/0,4	1,3/0,6	2,1/0,75	2,3/1,0

280 bis 320 mm hoch, 370 bis 450 mm breit, als Dreh- oder Schiebetür gebaut; innen Schutzblech. Auch nach innen klappende Türen. Verbindung von Feuerbüchse und Mantel meist durch Ring. Bei breiten Rosten meist besonders breite, seltener 2 Feuertüren.

Der **Rost** wird wagerecht oder, wenn Trieb- bzw. Kuppelachse unter Feuerbüchse liegt, geneigt angeordnet; je tiefer er liegt, desto besser die Verbrennung. — Spaltenweite für Steinkohlen je nach der Feinheit 3 bis 18 mm, für Koks 6 bis 8 mm, für Holz 5 mm, für Torf 15 mm. — Roststäbe aus Gufseisen, Flufseisen oder Flufsstahl.

Preufs. Norm.: Gufseiserne Doppelstäbe, 15 · 105 mm Querschnitt, 12 mm Spaltenweite; Flacheisen-Roststäbe, 18 · 100 mm Querschnitt, 18 mm Spaltenweite.

Für lange Fahrten Klapp- oder Schüttelroste, für Anthrazitkohlen wegen der hohen Verbrennungstemperatur bisweilen Wasserrohrroste.*)

---

*) Vgl. E. T. d. G. S. 157 ff.

Vorn unter der untersten Rohrreihe etwa 0,5 bis 1,0 m langer **Feuerschirm** aus Schamottesteinen.

Aschkasten, aus 5 bis 8 mm starken Blechen, abnehmbar, erhält vorn und meist auch hinten eine vom Führerstande aus stellbare Klappe (Regelungsmittel für die Dampferzeugung). Bei geöffneten Klappen mufs das Herausfallen von glühenden Kohlen möglichst verhindert sein (BO. § 36; TV.* § 96; Gz. f. L. § 59), daher Funkensieb (Drahtgitter) hinter den Klappen und Spritzvorrichtung; zweckmäfsig auch Aschkasten mit zweiteiliger Klappe (Bauart Schubert).*) In Bodenmitte Einsteigöffnung. Bei breiten Rosten meist dreiteiliger Aschkasten; zweckmäfsig Luftzuführung auch an den Seitentaschen.

3. Langkessel.

Der **Querschnitt** des Langkessels sei kreisförmig (TV. § 93; Gz. f. L. § 57). — **Baustoff,** Flufseisen $k_z = 34$ bis 41 kg/qmm, $\varphi \gtreqless 25$ %, im Auslande vielfach $k_z = 40$ bis 50 kg/qmm, $\varphi \gtreqless 20$ %. — Breite der Bleche 1,6 bis 3 m; daher höchstens 3 Schüsse. Die Bleche sind mit der Walzrichtung senkrecht zur Kesselachse zu legen; die Längsnähte sollen doppelte, im Dampfraum liegende Nietung erhalten (TV. § 93 und Gz. f. L. § 57). Für Berechnung der Wandstärke schreiben die A. P. B. je nach Art der Nietung Sicherheiten von 4 bis 4,75 unter Zuschlag von 1 mm, mindestens aber 7 mm vor (II. Bd. S. 83); im übrigen II. Bd. S. 23 (Berechnung der Wandstärke). Vordere Rohrwände meist 22 bis 28 mm.

Preufs. Norm.: Doppelte Laschennietung, Innenlasche 250 mm breit, Wandstärke $\delta = 3$ mm weniger als Kesselblech, Aufsenlasche wegen des Verstemmens nur 125 mm breit, $\delta = 1$ mm weniger als Kesselblech; in Amerika meist dreireihige Laschennietung.

Auch nahtlos gewalzte Schüsse in Verwendung, meist von gleicher Stärke wie genietete Schüsse.

Dampfspannungen meist 12 at, bei 4zylindrigen Lokomotiven meist 14 at, in Oesterreich, Frankreich, Italien, Amerika namentlich bei Schnellzuglokomotiven meist 15 bis 16 at, vereinzelt auch 17 at.

Dom, wenn nicht Belastungsverhältnisse anderes bedingen, möglichst auf hinterem Teil des Langkessels; Durchmesser etwa 0,6 bis 0,75 m, möglichst so hoch, als Profil gestattet. Versteifung des Kesselausschnittes durch Ring vom halben Querschnitt des herausgeschnittenen Stückes, oder (im Auslande) Unternieten eines Blechkranzes von Kesselblechstärke unter Domfufs. Im Dom Sprühblech oder Haube zum Abscheiden des mitgerissenen Wassers.

Heizrohre in Deutschland glatt aus Flufseisen, meist nahtlos gezogen (bisweilen mit kupfernen Vorschuhen, Wandstärke möglichst 4 bis 5 mm), in England und Italien meist aus Messing, in Frankreich vielfach innen gerippte (Serve-)Rohre; äufserer Durchm. 41 bis 63 mm (Serve-Rohre 65 und 70 mm), Wandstärke 2 bis 3 mm, Anzahl meist 150 bis 280, doch auch bis 500 (Nordamerika), Stegstärke zwischen den Rohren 16 bis 23 mm, bei grofsen Rohrlängen die gröfseren Rohrdurch-

---

*) Vgl. E. T. d. G. S. 160 ff.

messer, um Durchgangswiderstand der Gase zu verringern. Aeufserer Durchmesser bis 46 mm bei Längen bis etwa 4500 mm,

50 „	„	„	„	„	5000	„ ,
57 „	„	„	„	„	6000	„ ,
63 „	„	„	„	„	7000	„ .

In den Rohrwänden liegen die Rohrmitten auf lotrechten und auf 30° gegen die Wagerechte geneigten Linien. Näheres II. Bd. S. 11.

Befestigung in den Rohrwänden meist derart, dafs die hinteren Rohrenden 3 bis 10 mm eingezogen, die vorderen um 2 bis 3 mm aufgetrieben werden, so dafs leichtes Einbringen und Herausziehen (selbst bei Kesselsteinansatz) möglich ist. Bei Messingrohren und kupfernen Vorschuhen am Feuerbüchsende meist stählerne Brandringe. Das Rohrbündel erhält meist etwa 30 bis 50 mm Steigung nach vorn.

Uebliche Durchmesser innen/aufsen: 40/45, 41/46, 45/50, 50/55, vgl. auch Tafel über Heizrohre II. Bd. S. 11 ff. Innerer Prüfdruck meist 25 at.

Bei grofsen Kesseln, bei kleinen Kesseln nur wenn Dampfkesselvereinen unterstehend, Ankerrohre von etwa 20 bis 35 mm lichtem Durchmesser und 5 bis 8 mm Wandstärke, möglichst gleichmäfsig über Rohrbündel verteilt (Vorschriften in den A. P. B. II. Bd. S. 67).

Lage des Langkessels gegen die Feuerbüchse so, dafs bei einer Wasserschicht von 150 mm über der Feuerbüchse die Höhe des Dampfraumes im Kessel $^1/_5$ bis $^1/_4$ des Durchmessers beträgt, je nachdem ein Dom vorhanden ist oder nicht.

4. Rauchkammer und Schornstein.

Rauchkammer meist von gleichem oder etwas gröfserem Durchmesser wie der Kessel. Die in den ersten Schufs eingebaute Rohrwand ist mit Flansch nach der Rauchkammer zu gerichtet, bei Heifsdampflokomotiven mit Schmidt-Ueberhitzer und in England wird die Rohrwand meist vorgesetzt und durch Winkelring mit dem Langkessel verbunden. Länge der Rauchkammer früher 0,6 bis 0,8 m, jetzt meist gröfser: 1 bis 3 m. Je gröfser der Rauchkammerraum, desto gleichmäfsiger das Vakuum. Blechdicke oben etwa 10 mm, unten 14 mm, bei Barrenrahmen bis 23 mm. Am Boden meist Aschfalltrichter; zum Löschen besonderes Spritzrohr vorn über der Tür. Tür an der Vorderwand so grofs, dafs alle Rohre bequem gereinigt werden können. — Aschfallrohr, Tür und Pafsbleche müssen luftdicht schliefsen.

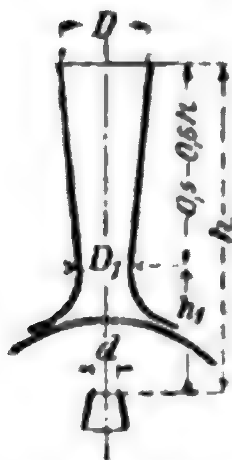
Ein- und Ausströmrohre S. 839.

Blasrohr, die Haube der Ausströmrohre, meist einfacher Kegel mit Neigung 1 : 10; mufs genau in Schornsteinachse stehen; über der Oeffnung, namentlich bei kurzen Schornsteinen zum Ausbreiten des Dampfstrahles, oft dreieckiger, auf die Kante gestellter Steg. Höhenlage der Mündung meist etwas über der obersten Rohrreihe, bei langen Rauchkammern auch tiefere Lage möglich. Brennt das Feuer vorn (hinten) auf dem Roste zu stark, so ist die Mündung tiefer (höher) zu legen. Veränderliche Blasrohre in Deutschland wenig, in Amerika nicht, sonst viel gebraucht. In Nordamerika meist Blasrohre mit mehreren übereinanderliegenden Zwischendüsen.

Zylindrische **Schornsteine** meist aus Eisenblech, 4 bis 7 mm stark, kegelförmige meist aus Gufseisen, 8 bis 10 mm stark. Theoretisch

Kegelform günstiger, innerhalb der praktisch erforderlichen Grenzen lassen sich mit zylindrischen Schornsteinen gleiche Ergebnisse wie mit kegelförmigen erzielen. Ist

Abb. 101.



S der Gesamtquerschnitt der Heizrohre in qm,
R die Gesamtrostfläche in qm
(d, D, h, Abb. 101),

so wähle man für Steinkohlen nach v. Borries

$$d = 0{,}115 \sqrt{\frac{S\,R}{S + 0{,}1\,R}}.$$

Bei Anwendung von Stegen erhalten diese meist 0,1 d Breite und das Blasrohr $d' = 1{,}06\,d$,

$$D = 0{,}14\,h + 1{,}8\,d = \left(0{,}14\,\frac{h}{d} + 1{,}8\right) d,$$

$$D_1 = 0{,}8\,D.$$

Bei Blasrohren auf Kreuzrohren ist D 10 % gröfser zu nehmen,

$h \geq 15\,d$ für Blasrohre auf senkrechten Untersätzen,
$h \geqq 14\,d$ bei Stegen oder Blasrohren auf Kreuzrohren.

Für leichte Kohlen, Braunkohlen usw. für etwa 60 mm Luftverdünnung in der Rauchkammer empfiehlt Gölsdorf

$$\frac{\pi\,d^2}{4} = \frac{8{,}4\,R}{p} \text{ und } h_1 \sim 6\,(D_1 - 2\,d).$$

Hierbei ist R die Rostfläche in qdm, p die Kesselspannung; der engste Querschnitt bildet hierbei ein zylindrisches Stück von Länge $l = \frac{1}{2}\,D_1$.

Bei kürzeren Schornsteinen sollen die oberen Kanten in einem Kegel liegen, der von dem oberen Durchmesser des berechneten Schornsteines zur Blasrohrebene mit einem Durchmesser von 1,8 d herabreicht.

Im Ausland vielfach drehbarer Schornsteindeckel.

Funkenfänger (nach TV.* § 97; Gz. f. L. § 60; BO. § 36 nur nötig, wenn Beschaffenheit des Heizstoffes es erfordert) trichterförmig von Blasrohrmündung bis Schornsteineinlauf (nur bei tiefliegendem Blasrohr) oder ungefähr wagerecht angeordnet, als Drahtnetz, Rahmen mit Rundeisen oder Flachstäben, oder als durchlochte Blechplatte. Bei leichtem Brennstoffe Sammelkopf oben am Schornstein. Verlängerung der Rauchkammer sowie Vergröfserung der Rostfläche tragen zur Verminderung des Funkenfluges bei. Zahlreiche Sonderbauarten.

5. Kessel-Ausrüstung.

(BO. § 36; TV.* § 91 bis 97; Gz. f. L. § 54 bis 60; A.P.B. § 4 bis 11.)

Jede Lokomotive mufs besitzen lfd. Nr. 1 bis 7:

1. Zwei Speisevorrichtungen, die unabhängig voneinander in Betrieb gesetzt werden können und von denen jede das erforderliche Speisewasser (A. P. B.: doppelt soviel Wasser, als normaler Verdampfungsfähigkeit entspricht) liefert.

Saugende Injektoren: Sellers, Friedmann, Strube. Nichtsaugende: Friedmann, Schau, Körting. Selbsttätig anziehende (restarting): Sellers, Gresham, Schäffer & Budenberg, Friedmann, Körting.

Leistung mufs für 1 qm Heizfläche etwa 1 l/min betragen.

Die Speiserohre münden meist vorn in den Kessel. Abschlufs durch Rückschlag- und meist auch noch durch Absperrventil. An das Speiserohr wird meist Kohlennäfshahn und Schlauchverschraubungsstutzen für Feuerlöschzwecke angeschlossen. Die Injektoren dienen gleichzeitig dazu, Kesseldampf nach dem Wasserkasten zu leiten.

In warmen Gegenden für oder neben dem zweiten Injektor Fahrpumpe oder kleine Kolbenpumpe.

Bei preufsischer Staatsbahn für linken Injektor jetzt meist Kolbenpumpe, die das Wasser durch Abdampfvorwärmer, Heizfläche etwa $^1/_{10}$ von Kesselheizfläche, hindurchdrückt.

2. **Zwei Wasserstandzeiger,** entweder zwei Wasserstandgläser oder ein solches und zwei, besser drei Probierhähne oder Probierventile. Bei Wasserstandgläsern mufs der niedrigste zulässige Wasserstand (N.W.), in Oesterreich auch der für 25 $^0/_{00}$, durch eine deutlich erkennbare Marke angegeben sein. Für Bahnen mit stärkeren Neigungen empfehlen TV. § 93 und Gz. f. L. § 56 mehrere, den Bahnneigungen entsprechende Marken anzubringen. Den unteren (sichtbaren) Teil des Glases legt man in die Höhe von N.W. Es mufs N.W. mindestens 100 mm über dem höchsten Punkte der Feuerbüchsdecke liegen. M.W. liegt etwa 180 mm, H.W. 260 mm über der Feuerbüchsdecke. Absperrhähne mit 8 bis 10 mm l. W., 25 mm bzw. 375 mm über Feuerbüchsdecke; meist selbsttätige Absperrvorrichtungen bei Glasbruch (Kugeln oder ähnliche Vorrichtungen). Absperr- und Probierhähne sind zum Durchstofsen (A.P.B.: auch im Betriebe) einzurichten.

Zweckmäfsig ist, beide Absperrhähne so zu verbinden, dafs sie beim Springen der Gläser gleichzeitig geschlossen werden können. Das Glas ist mit Schutzvorrichtung (Drahtgitter oder dgl.) zu versehen. Probierhähne und Probierventile werden in Höhe von N.W., M.W. und H.W. angebracht. — Zu unterscheiden scheinbarer und wirklicher Wasserstand, je nachdem der Regler geöffnet oder geschlossen ist. Am Wasserstandzeiger ist Stütze für die Laterne anzubringen. — Nach Gz. f. L. § 56 empfiehlt es sich bei Bahnen von 60 $^0/_{00}$ und mehr Neigung, die Wasserstandgläser in der Mitte des Langkessels anzubringen.

3. **Zwei Sicherheitsventile.** Die Belastung des einen (A.P.B. beider) Ventils darf nicht über das bestimmte Mafs gesteigert werden können. Bei unbeabsichtigter Entlastung dürfen die Sicherheitsventile nicht weggeschleudert werden. Die Belastung mufs den Sicherheitsventilen eine lotrechte Bewegung von 3 mm gestatten. Hebel- oder unmittelbar wirkende Belastung. Die Hebel werden meist durch Federn, seltener durch Gewichte belastet. — Ueblich Zusammenlegung beider Ventile nach Bauart Ramsbottom (preufs. Norm.), nach A. P. B. nicht gestattet; Dampfdruck auf ein Ventil nach A. P. B. höchstens 600 kg. Im Ausland vielfach Popventile, Bauart Coale, die geringere Drucksteigerung zulassen.

Gröfse der Sicherheitsventile zweckmäfsig nach früheren Bestimmungen so, dafs die freie Durchlafsöffnung etwa 1 : 12 500 der gesamten

Heizfläche beträgt. A. P. B. verlangen Querschnitt derart, dafs Drucksteigerung höchstens $^{1}/_{10}$ des zulässigen Dampfdruckes (I. Bd. S. 446 und II. Bd. S. 60 ff.).

4. **Ein Manometer.** (A. P. B. nach at geteilt, ausreichend auch für Probedruck.) Anordnung eines Stutzens für ein Prüfungsmanometer erforderlich. Wassersack zweckmäfsig. Deutliche Marke für höchsten zulässigen Dampfüberdruck auf dem Manometerzifferblatt vorgeschrieben.

5. **Eine Dampfpfeife.** Preufs. Norm.: Pfeife mit Doppelton, leiserer Ton für Rangierzwecke usw. Auf Neben- und Lokalbahnen, wenn unbewachte Wegeübergänge vorhanden sind, eine **Läutevorrichtung** (BO. § 36; Gz. f. L. § 58 u. 111), meist Dampfläutewerk, Bauart Latowsky, Höltken & Dunkel, Hofmann.

6. **Fabrikschild** (BO. § 36; TV.* § 107; Gz. f. L. § 68; A. P. B. § 11). Es müssen am Kessel der höchste zulässige Dampfüberdruck, der Name (A. P. B. und Wohnort) des Fabrikanten, die laufende Fabriknummer und das Jahr der Anfertigung in auch nach Ummantelung leicht erkennbarer und dauerhafter Weise (A. P. B. auf metallenem Schild mit versenkt vernieteten kupfernen Stiftschrauben) angegeben sein. — Ferner nötig an der Lokomotive: Angabe der gröfsten zulässigen Fahrgeschwindigkeit nach Mafsgabe der Bauart der Lokomotive (B O. § 36; T V.* § 107; Gz. f. L. § 68) sowie Angabe der Eigentumsverwaltung, Name oder Ordnungsnummer, Fabrikant, Fabrikjahr und Fabriknummer; üblich ferner Untersuchungsschild.

7. **Entleerungsvorrichtung** (A. P. B. § 4), meist Hahn am unteren Teile der Feuerbüchse; entweder je einer auf jeder Seite oder nur einer in der Vorderwand bei schrägem und in der Hinterwand bei wagerechtem Roste. Sie erhalten rundes Gewinde (preufs. Norm.: 52,5 mm Kerndurchmesser, 8 Gänge auf 30 mm) zum Anschrauben des Füllschlauches. Im Ausland bisweilen auch Schaumhähne in Höhe des mittleren Wasserstandes, um Schaum von der Oberfläche abzublasen.

8. **Aschkasten** (BO. § 36; T V.* § 96; Gz. f. L. § 59) ferner Funkensieb (vgl. S. 836).

Weitere Ausrüstung:

9. **Reinigungsöffnungen** an der tiefsten Stelle des Langkessels, im Feuerbüchsmantel in Höhe der Feuerbüchsdecke sowie in den tiefsten Punkten der vorderen und hinteren Feuerbüchsecken und der Rauchkammer-Rohrwand, vereinzelt auch kleine Mannlöcher unten im Langkessel. — Reinigungsschrauben auch im Bodenringe, wenn der Aschkasten deren Zugänglichkeit nicht behindert.

10. **Dampfheizung** meist an besonderem, aufserhalb des Führerhauses liegendem Stutzen durch Niederschraubventil angeschlossen, Leitungsrohre etwa $^{33}/_{43}$ mm Durchm., mit Gefälle verlegt, meist gut umhüllt. Lage der Anschlüsse an den Lokomotivenden T V.* § 82.

11. **Hülfsbläser.** Hahn oder neuerdings häufiger Ventil, Leitung etwa 13 mm l. W., kranzförmig um Blasrohrkopf mit gröfserer Anzahl 3 mm-Löcher mündend.

12. **Anschlüsse zu Wasserhebevorrichtungen** (T V. § 103; Gz. f. L. § 64; BV. Typ § 6) sollen in der Form denen der Dampfheizung entsprechen. Die Anschlufsstellen sollen innerhalb zweier senkrecht zum Gleise stehenden Kreisflächen von 2,5 m Halbmesser liegen, deren

Mittelpunkte sich in je 2 m Entfernung von der Mitte des Gleises in Schienenhöhe befinden.

13. **Absperrschieber (Regler)** möglichst hoch (im Dome) liegend, meist als entlasteter Schieber (doch auch als Doppelsitzventil, namentlich in Nordamerika, oder mit Entlastungsvorrichtung, z. B. Bauart Zara, Schmidt & Wagner u. a. m.) ausgeführt. Gröfster Querschnitt*) etwa 0,04 bis 0,08 des Zylinderquerschnitts. Andrücken des Schiebers an seine Fläche, abgesehen vom Dampfdruck, durch Feder, so dafs er abklappen kann; Schmiervorrichtung oben auf dem Dom. Bewegung des Schiebers durch Gabel und Welle; letztere 40 bis 45 mm dick, liegt meist im Kessel und ist im Reglerkopf und in der Reglerstopfbüchse gelagert. Handhebel für den Führer meist in Kesselmitte und in senkrechter Ebene zu bewegen.

Im Auslande und bei kleinen Lokomotiven meist nur einfacher Flachschieber auf dreieckiger Oeffnung. Bewegung durch seitliche Hebel und Zugstangen. In Amerika meist Sperrklinke mit Zahnkranzbogen.

14. **Dampfeinströmrohre** beginnen im Reglerkopfe mit 100 bis 160 mm l. W., etwa 6 mm Wandstärke, meist flufseisern, kupferne zu leicht durch Dampf zusammengedrückt, teilen sich in der Rauchkammer durch das Kreuzrohr in 2 Rohre von etwa 90 bis 150 mm. Weite Rohre zweckmäfsig, um zu starke Druckschwankungen im Schieberkasten zu verhüten. Ueberströmrohre bei Verbundmaschinen, zugleich Verbinder, etwa 140 bis 170 mm weit. — **Ausströmrohre** etwa 130 bis 200 mm weit, 4 bis 5 mm Wandstärke. Die Querschnitte der Ein- sowie der Ausströmrohre entsprechen ungefähr den entsprechenden Kanalquerschnitten. Reglerkopf, Knierohr und Kreuzrohr aus Gufseisen, die übrigen Rohre meist aus Flufseisen. Wenn Ausströmrohr als Standrohr, dann meist aus Gufseisen, Querschnitt elliptisch, um möglichst wenig Rohre zu verdecken.

Rohre und Armaturteile werden meist durch **Linsen** gedichtet. Baustoff der Armaturen meist Rotguß, empfehlenswerte Legierung: 89 Cu, 4 Sn, 6 Zn, 1 Pb mit geringem Zusatz von Phosphorkupfer; doch schreiben die meisten Bahnen bestimmte Legierung vor.

15. **Kesselbekleidung** zum Schutze gegen Abkühlung durch Eisenblech (namentlich im Auslande sog. Glanzblech, das keiner Lackierung bedarf) 1 bis 1,5 mm stark, in etwa 30 bis 40 mm Abstand vom Kessel; zusammengehalten durch Zugbänder von 50 . 2 mm Querschnitt. Gegenüber den Stehbolzenanbohrungen kleine runde Ausschnitte. Zuweilen zwischen Bekleidung und Kessel Wärmeschutzmasse: Filz, Holz, Asbestmatratzen, Magnesia.

e. Lokomotivmaschine.

I. Zugkraft und Leistung.

1. Die **mittlere Zugkraft** Z_r (in kg) am **Triebradumfange** ergibt sich nach S. 716. Die **mittlere indizierte Zugkraft** ist $Z_i = Z_r : \eta$. η ist etwa 0,76 bis 0,90.

---

*) Für Berechnung des geringsten zulässigen Querschnittes vgl. Aufsatz von Langrod, Glaser Ann 1906 I. S. 3

Das Verhältnis der **größten Zugkraft** Z_m (in kg) während einer Umdrehung der Kurbel zur mittleren Zugkraft Z beträgt bei einer theoretischen Füllung von 100%

$$\frac{Z_m}{Z_r} = \frac{\pi}{4}\left(\sqrt{2} + \frac{s}{2l}\right) = 1{,}11 + 0{,}78\,\lambda,$$

worin s der Kolbenhub, l die Länge der Schubstange, $\lambda = s : 2l = r : l$.

Während einer Umdrehung treten vier Maxima auf: 1,11 Z, $(1{,}11 - 0{,}78\,\lambda)\,Z$, 1,11 Z und $(1{,}11 + 0{,}78\,\lambda)\,Z$. Meist ist

$$\lambda = r : l = 1 : 5{,}5 \text{ bis } 1 : 9.$$

2. **Zugkraft Z_a beim Anfahren.** Bezeichnet

W_a den Widerstand beim Beginne des Anfahrens in kg,
W den Z entsprechenden Widerstand im Beharrungszustande in kg,
Q_s das gesamte Zuggewicht einschl. Lokomotive und Tender in t,
$v = V : 3{,}6$ die Fahrgeschwindigkeit im Beharrungszustande in m/sk,
t die zum Anfahren nötige Zeit in sk,
g die Beschleunigung durch die Schwere $= 9{,}81$ m/sk²,

so ist nach Grove die mittlere Zugkraft beim Anfahren in kg

$$Z_a = \frac{1000\,Q_s}{g}\,\frac{v}{t} + \frac{W + 2\,W_a}{3}.$$

In der Regel nimmt man $Z_a \gtreqless Z + 1000$ (bis 1500) kg; doch genügen nötigenfalls bei Durchfahren langer Strecken und namentlich bei vierzylindrigen Lokomotiven auch etwas geringere Werte.

Die Reibungszahl $\mu = 1/7$ bis $1/6$ bei zweizylindrigen Lokomotiven, $1/6$ bis $1/5$ bei vierzylindrigen Lokomotiven, bei Nässe u. dgl. erheblich niedriger, bei guten Sandstreuern bis $1/4$ (vgl. auch S. 716).

Stets muß $Z_a < \mu L_1$ (Zugkraft aus dem Reibungsgewichte) sein (1)

3. **Zugkraft Z aus der Maschinenleistung.** Bezeichnet

d den Kolbendurchmesser in cm (bei Verbundlokomotiven denjenigen des Niederdruckzylinders),
s den Kolbenhub in cm (S. 842),
D den Durchmesser der Triebräder in cm (S. 844),
p_i die mittlere indizierte Dampfspannung (rankinisiertes Diagramm) in at,
p den Kesselüberdruck in at,
η den Wirkungsgrad der Maschine (etwa 0,76 bis 0,90),

so ist die mittlere Zugkraft, welche die Maschine am Triebradumfange entwickelt,

$$\left.\begin{array}{ll} Z = \eta\,p_i\,\dfrac{d^2 s}{D} & \text{bei Zwillingslokomotiven} \\ Z = 0{,}5\,\eta\,p_i\,\dfrac{d^2 s}{D} & \text{bei Verbundlokomotiven} \end{array}\right\} \text{Zugkraft aus der Maschinenleistung} \;\Big\}, \quad (2)$$

$$Z_i = p\,m\,\frac{d^2 l}{D} \text{ für Zweizylinder-Zwilling und Vierzylinder-Verbund,}$$

$$= 0{,}5\,p\,m\,\frac{d^2 l}{D} \text{ für Zweizylinder-Verbund.}$$

Bei gegebener Zugkraft und angenommenem Hube ergibt sich hieraus der Zylinderdurchmesser.

Bei günstigsten Füllungsgraden ergibt sich

$$p_m = 3{,}6 \text{ bei Zwilling oder Vierling,}$$
$$= 3{,}4 \;\;\text{„ Verbund (reduziert);}$$

beträgt der Kesseldruck mehr als 12 at, so darf man p_m für jede at etwa 3 % größer wählen.

Dieser Zylinderdurchmesser ist aber nur dann wirtschaftlich, falls das zugrunde gelegte Z_i der normalen Dauerleistung entspricht. Für ein nur vereinzelt oder auf kürzere Zeit zu leistendes Z_i' oder falls auf Wirtschaftlichkeit kein großer Wert gelegt wird, genügen für $\eta\, p_m : p$ folgende Werte:

Gattung	Zwillingswirkung	Verbundwirkung. Verhältnis der Zylinderräume			
		1 : 2	1 : 2,35	1 : 2,5	1 : 2,9
Personen- und Schnellzuglokomotiven	0,50	0,44	0,42	0,40	0,38
Güterzug- und sonstige Lokomotiven	0,60	0,50	0,48	0,45	0,40

Vorstehende Werte setzen Füllungsgrade von 0,3 bis 0,4 für Zwillings- und 0,5 bis 0,6 für Verbundlokomotiven voraus, entsprechen also einer vollen, nicht einer wirtschaftlich günstigen Ausnutzung, ergeben daher die geringstzulässigen Kolbendurchmesser.

Nachzuprüfen ist ferner, ob die Charakteristik

$$C_h = \frac{d^2 l}{Q_r} \cdot \frac{p}{12} \quad (Q_r = \text{Reibungsgewicht})$$

nicht zu groß wird, da sonst zu leicht Schleudern eintritt. Es empfiehlt sich:

$$C_h = (22 + \text{Anzahl der gekuppelten Achsen})$$

nicht zu überschreiten.

Für die Beziehung zwischen indizierter Leistung in PS und dem Zylinderinhalt J ist

$$N_i = 0{,}53\, J p_i n \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (3)$$

4. Zugkraft aus der Kesselleistung ergibt sich aus

$$Z = \frac{75\, N}{v} = \frac{270\, N}{V} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (4)$$

Werte $N : R$ S. 826.

Für Dauerleistungen gilt nur der kleinste Wert aus den Formeln (1) bis (4), während zeitweilig, z. B. für Erklimmen kurzer Steigungen, die Maschine erheblich mehr leisten kann als der Kessel.

Für eine gegebene Lokomotive ergibt sich aus den Formeln S. 826 und der Formel $Z = 3{,}4$ bis $3{,}6 \dfrac{d^2 l}{D}$ die Höchstleistung L_i' und die dazugehörige Fahrgeschwindigkeit v'. Die Grenzleistung L_i bei anderen (höheren und niederen) Geschwindigkeiten v ist kleiner.

Sie ist nach Strahl*)

$$\frac{L_i}{L_i'} = 0{,}6\left(2 - \frac{v}{v'}\right)\frac{v}{v'} + 0{,}4 \qquad \text{für } \frac{v}{v'} < 1 \quad . \; . \; . \; (5a)$$

(gröfsere, unwirtschaftlichere Füllung, geringere Dampferzeugung);

$$\frac{L_i}{L_i'} = \frac{1}{2}\left(3 - \frac{v}{v'}\right)\sqrt{\frac{v}{v'}} \qquad \text{für } \frac{v}{v'} > 1 \quad . \; . \; . \; (5b)$$

(stärkere Drosselung des einströmenden Dampfes).

II. Zylinder und Kolben.

Zylinder (Gufseisen, K_z etwa 18 kg/qmm) meist aufsen wagerecht. Innenzylinder (bei nur 2 Zylindern) fast nur noch in England. Geneigte Lage nur gezwungenerweise bei Innenzylindern wegen vorderer Kuppelachse usw. oder bei aufsenliegenden Zylindern (namentlich bei Verbundlokomotiven) wegen Normalprofils. Neigung bis etwa $^1/_8$. Zylindermitte mufs nicht unbedingt durch Treibachsmitte gehen. — In den tiefsten Punkten der Zylinder und Schieberkasten Ablafshähne oder -ventile. Oft auch im Ausströmkanal kleine, stets offene, Bohrung. Für lange Gefällstrecken Luftventile oder in Amerika meist Umlaufventile; an den Niederdruckzylindern Sicherheitsventile (für etwa halben Kesseldruck), meist mit Luftventil vereinigt. Bei Kolbenschiebern auch am Hochdruckzylinder Sicherheitsventile.

Wandstärke δ des Zylinders vom Durchm. d mit Rücksicht auf späteres Ausbohren (preufs. Vorschr.: bis 12 mm) gröfser, als rechnerisch erforderlich, meist etwa (in cm)

$$\delta = 0{,}025\,d + 1{,}5 \text{ für HDZ,}$$
$$\delta = 0{,}015\,d + 1{,}5 \;\;\text{„ NDZ.}$$

Kolbenhub meist 600 bis 660 mm, aber auch bis 720 mm (Oesterreich, England) und bis 813 (Amerika), Kolbengeschwindigkeiten bis 7 m/sk, bei kleinen Lokomotiven Kolbenhub $s = 0{,}45$ bis $0{,}55$ des Treibraddurchmessers.

Es mufs jedoch bei Normalspur etwa $s < D - 46$ cm sein, damit die Stangenköpfe nicht in die Umgrenzungslinie (Abb. 99, S. 824) hineinragen.

Kolben und Kolbenstange (Flufsstahl, $K_z = 50$ bis 60 kg/qmm, Dehnung $\varphi > 20\,^0/_0$) werden durch Verschraubung verbunden, oder die Stange wird warm eingezogen und vernietet. Kolbenringe, tragend, meist 2, bisweilen auch 8 Stück, aus weichem Gufseisen, selbstspannend, 12 bis 16 mm dick, 25 bis 30 mm breit. Durchmesser der Stangen etwa 0,16 des Zylinderdurchmessers (bei Verbundlokomotiven des Hochdruckzylinders). Bei Zylinderdurchmessern > 450 mm durchgehende Kolbenstange empfehlenswert.

Stopfbüchse meist mit Metallpackung, für Schieberstangenstopfbüchsen Talkumpackung vorzuziehen, da Metallpackung des wechselnden Hubes wegen nicht so gut dichtet.

Kreuzkopf (aus Flufseisen oder Stahlformgufs) entsprechend der Anordnung von 4, 2 oder 1 Gleitschiene. Gleitfutter Rotgufs oder Weifsgufs (letzterer besonders in Amerika, Babbit-Metall).

---

*) Z. d. V. d. I. 1913 S. 254.

Kurbel- und Kuppelstangen (Baustoff wie Kolbenstangen) entweder voll oder ⊐- oder I-förmig ausgefräst (I. Bd. S. 894 ff.).

III. Steuerungen (vgl. auch II. Bd. S. 144 ff.).

Bei Lokomotiven gewöhnlich **Kulissensteuerungen** (II. Bd. S. 178) mit Flach- oder Kolbenschieber: Stephenson, Gooch, Allan, Heusinger und Joy, neuerdings auch mit Ventilen (Lentz).

Mittlere Verhältnisse für die ersten drei Steuerungen: Exzentrizität $r = 50$ bis 80 mm; äufsere Deckung $e = 15$ bis 30 mm; innere Deckung $i = 0$ bis 10 mm, Voreilwinkel 10 bis 35°. Querschnitt der Einströmkanäle bei Kanalschiebern $f = {}^1/_{15}$, bei einfachen Muschelschiebern bis ${}^1/_{12}$ der Kolbenfläche. Länge der Kanäle um 60 bis 100 mm (bei NDZ bis 200 mm) geringer als Zylinderdurchmesser, dadurch Breite bestimmt. Querschnitt des Ausströmkanals $= 1{,}5$ bis $2\,f$.

Schieber meist als Kanalschieber (Trick), grofse Schieber meist entlastet, aus Rotgufs (auf langen Gefällstrecken nicht bewährt) oft mit Weifsgufseingüssen oder aus weichem Gufseisen. Mehrfach Kolbenschieber, namentlich für Heifsdampf. Schmierung meist vom Führerstande aus durch Dampfschmierapparate (Nathan, de Limon usw.), auch Schmierpumpen; letztere bevorzugt bei Heifsdampf.

Ventile (Lentzsteuerung) aus Gufseisen doppelsitzig, Durchmesser etwa ${}^1/_4$ des Kolbenhubes, Hub etwa 7 bis 14 mm, betätigt durch Nockenstange.

Umsteuerung meist durch **Schraubensteuerung**; bei Rangiermaschinen und in Amerika meist Hebelsteuerung; vereinzelt (in England, Belgien, Amerika) Dampfsteuerapparat. Gewicht der zu hebenden oder zu senkenden Teile durch Gegengewichte oder Federn ausgeglichen.

Steuerungsteile meist aus Flufseisen, reibende Teile im Einsatz gehärtet, in den Gelenken Buchsen aus Stahl oder Phosphorbronze, Bolzen ebenfalls im Einsatz gehärtet.

IV. Trieb- und Kuppelradsätze und deren Gegengewichte.

Achsen. Alle scharfen Absätze und Uebergänge sind zu vermeiden. Baustoff: Flufsstahl von 0,25 bis 0,8 % C-Gehalt; $K_z > 50$ bis 60 kg/qmm, Dehnung $\varphi > 25\,\%$, für Krummachsen meist bis 8 prozentiger Nickelstahl, $K_z > 55$ kg/qmm, $\varphi > 25\,\%$. Bei Aufsenschenkeln sei der Nabendurchmesser und bei Innenschenkeln der Schenkeldurchmesser für Stahl nach v. Borries

bei Triebachsen: $d = 6\sqrt[3]{P\,(D + 500)}$ in mm,

bei Laufachsen: $d = 65\sqrt[3]{P}$ in mm,

wenn P die gesamte ruhende Achsbelastung in t und D den Raddurchmesser in mm bezeichnet.

Räder. Stahl- oder Flufseisenformgufs-Speichenräder, die mit 60 bis 100 t Druck hydraulisch auf die Achsen geprefst werden (preufs. Vorschr.: 800 kg Druck für 1 mm Durchm.). Beim Vorwärtsgange der Lokomotive soll die rechte Kurbel um 90° voraneilen. Zur Sicherung gegen das Verdrehen der Räder gegeneinander je ein Stahlkeil (preufs. Norm. 15 . 30 mm Querschnitt). Bei grofsen Innenzylindern werden die Radsterne, um Platz für die Lager zu gewinnen, bis 60 mm nach aufsen gesprengt. — Weiteres über Räder und Radreifen S. 806 ff.

T. V. § 102 empfehlen, nachstehende minutliche Umdrehungszahlen (bei neuen Reifen) in der Regel nicht zu überschreiten bei

A. mindestens einer Achse unter oder hinter der Feuerbüchse:

Lage der Zylinder	Außen oder 2 außen, 1 innen	Innen oder je 2 außen und innen mit gegenläufigem Triebwerk
a) in vorderem Drehgestell vereinigte Laufachsen		
1. freie Triebachse oder 2 oder 3 gek. Achsen . .	320	360
2. 4 gek. Achsen	260	280
3. 5 „ „	230	280
b) mit vorderer Laufachse oder vorderem Deichselgestell		
1. freie Triebachse oder 2 oder 3 gek. Achsen . .	280	320
2. 4 gek. Achsen	260	280
3. 5 „ „	230	280
c) ohne vordere Laufachse		
1. freie Triebachse oder 2 oder 3 gek. Achsen . .	260	280
2. 4 oder 5 gek. Achsen	200	250

B. Feuerbüchse überhängend und beliebiger Zylinderlage:

1. 2 oder 3 gek. Achsen mit vorderer Laufachse, vorderem Dreh- oder Deichselgestell	240
2. 2 oder 3 gek. Achsen ohne vordere Laufachse, vorderes Dreh- oder Deichselgestell	220
3. 4 oder 5 gek. Achsen mit und ohne vordere Laufachsen . . .	180
C. Triebdrehgestellen mit oder ohne überhängende Feuerbüchse und beliebiger Zylinderlage	200

Für Lokomotiven mit 2 Fahrrichtungen gelten jeweils die Zahlen, welche der Radfolge in der betreffenden Fahrrichtung entsprechen.

Ist V in km/st, so nehme man den Durchmesser D zweckmäßig, u. zw. in cm, $D = 60 + 1{,}3\,V$.

Ferner wähle man den Durchmesser der Laufräder 0,85 bis 1,25 m.

Das **Gewicht** der Radsätze für Vollbahnlokomotiven ist bei 10 bis 14 t Achslast und 65 mm starken Reifen annähernd bei

Triebrädern: $G = (D + 1600)$ kg,
Kuppelrädern: $G_1 = (1{,}4\,D + 350)$ kg,
Laufrädern: $G_2 = 1{,}2\,D$ kg,

wo D der Raddurchmesser in mm ist.

Gegengewichte. Die einzelnen Bedingungen des ruhigen Ganges der Lokomotive (d. s. großer Radstand, wagerechte Zylinderlage, geringe Entfernung der Zylindermitten, große Entfernung der Tragfedern der Achsen, große Radbelastungen, mittlere Kreuzkopflage möglichst nahe der zur Bahnachse senkrechten Schwerebene) lassen sich nicht gleichzeitig erfüllen. Dagegen können die störenden Bewegungen der mit den Trieb- und Kuppelrädern verbundenen Massen der Kolben, Kolbenstangen, Kreuzköpfe, Schubstangen, Trieb- und Kuppelkurbeln, Zapfen und Kuppelstangen durch Anbringen von Gegengewichten teilweise beseitigt werden. Es ist jedoch nicht möglich, diese störenden Bewegungen durch drehende Gegengewichte völlig zu beseitigen.

Der Schwerpunkt der auf beiden Lokomotivseiten gleichmäßig vorhandenen Trieb- und Kuppelmassen liegt in der senkrechten Ebene durch die Längsachse der Lokomotive; er bewegt sich während der

Fahrt gegen den Gesamtschwerpunkt hin und her und bewirkt dadurch das Zucken der übrigen Lokomotivteile, das im entgegengesetzten Sinne erfolgt. Durch die Drehmomente der Massen wird gleichzeitig ein Schwingen des Rahmens um die lotrechte Schwerachse (ähnlich dem Schlingern) hervorgerufen.

Es bezeichne in m bzw. kg (Abb. 102 u. 103):

- a die Entfernung der Laufkreisebenen der Räder ($a = 1{,}5$ m),
- b die Entfernung einer Zylinderachse (also des Schwerpunktes der Triebmassen) von der zunächstliegenden Laufkreisebene; b für Aufsenzylinder positiv, für Innenzylinder negativ,
- b_1 die Entfernung der Mitte des Kuppelzapfens (also des Schwerpunktes der Kuppelmassen) von der zunächstliegenden Laufkreisebene,
- G_1 das Gegengewicht, das bei der Zerlegung der Gegenmassen auf das einer Kurbel zunächstliegende Rad entfällt,
- G_2 das Gegengewicht, das dabei das andere Rad erhält,
- r den Halbmesser der Trieb- und Kuppelkurbeln,
- r_1 den Schwerpunktabstand der Gewichte G_1 und G_2 vom Achsmittel,
- K das Gesamtgewicht von Kolben, Kolbenstange und Kreuzkopf,
- S das Gewicht der Schubstange,
- P das Gewicht des Kurbelzapfens und des auf ihn bezogenen Kurbelarmes,
- Q das Gewicht des Kuppelzapfens und (bei Innenzylindern) des auf ihn bezogenen Kuppelarmes nebst dem Gewichte des zugehörigen Kuppelstangenanteils,
- $\alpha = 0{,}15$ bis $0{,}4$ für Personenzug-Lokomotiven,
- $\alpha = 0{,}5$ bis $0{,}6$ für Güterzug-Lokomotiven,

Abb. 102.

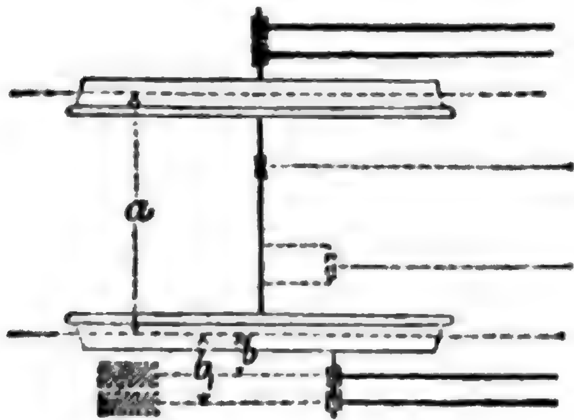
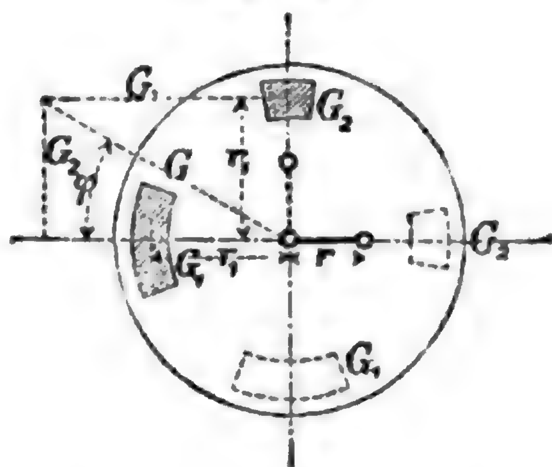


Abb. 103.



so ist für ein Triebrad

$$G_1 = [\alpha\,(K + 0{,}4\,S) + 0{,}6\,S + P]\,\frac{r}{r_1}\,\frac{a+b}{a} \pm Q\,\frac{r}{r_1}\,\frac{a+b_1}{a},$$

$$G_2 = [\alpha\,(K + 0{,}4\,S) + 0{,}6\,S + P]\,\frac{r}{r_1}\,\frac{b}{a} \pm Q\,\frac{r}{r_1}\,\frac{b_1}{a};$$

hierbei gilt beim letzten Summanden + für gleich gerichtete und — für entgegengesetzt gerichtete Kuppel- und Triebkurbeln (d. h. + für Aufsen- und — für Innenzylinder). Für ein Kuppelrad ist

$$G_1 = Q\,\frac{a+b_1}{a}\,\frac{r}{r_1} \quad \text{und} \quad G_2 = Q\,\frac{b_1}{a}\,\frac{r}{r_1}.$$

Die Gewichte G_1 und G_2 werden ersetzt durch ein einziges Gegengewicht G, das im Abstande r_1 dieselbe Fliehkraft besitzt wie G_1 und G_2 zusammen. Ist φ der Winkel, den G und G_1 bilden, so ist

$$G = \sqrt{G_1^2 + G_2^2} \quad \text{und} \quad \operatorname{tg} \varphi = \frac{G_2}{G_1}.$$

Einfacher und übersichtlicher ist die zeichnerische Ermittlung.*)

Bei aufsenliegenden Zylindern erhält die voreilende Kurbel ein um den Winkel φ voreilendes G und die nacheilende Kurbel ein um φ nacheilendes G. Bei Innenzylindern findet das Umgekehrte statt. — Aufsenzylinder erfordern ein gröfseres G als Innenzylinder; Innenzylindermaschinen mit entgegengesetzten Trieb- und Kuppelkurbeln erhalten bei zweizylindrigem Triebwerk die kleinsten Gegengewichte.

T V. § 102 empfehlen die hin- und herbewegten Massen zu 15 bis 60 %, und zwar umsomehr auszugleichen, je kleiner der Radstand im Verhältnis zur ganzen Länge der Lokomotive ist.

Vierzylinderlokomotiven mit entgegengesetzt gerichteten Kurbelpaaren bedürfen keines Ausgleichs der hin- und hergehenden Massen.

Die drehenden Massen werden an jedem Rade für sich ausgeglichen, das ausgleichende Gewicht der hin- und hergehenden Massen auf Trieb- und Kuppelräder gleichmäfsig verteilt.

Zu untersuchen bleibt stets die durch den Anteil der hin- und hergehenden Massen am Gegengewichte erzeugte und abwechselnde Ent- und Belastungen hervorrufende Fliehkraft. Diese ist:

$$C = 4\,M_1 r n^2 \cdot 1{,}2 \quad \text{für Aufsenzylinder}$$
$$\text{und } 4\,M_1 r n^2 \cdot 0{,}75 \quad \text{„ Innenzylinder,}$$

wobei M_1 die Masse des ausgleichenden Gewichtes der hin- und hergehenden Massen ist.

Bei neu zu bauenden Lokomotiven darf bei der gröfsten zulässigen Geschwindigkeit die Fliehkraft C an keinem Rade mehr als 15 % des ruhenden Raddruckes betragen (T V.* § 102).

f. Das Gestell der Lokomotive.

1. Rahmen.

Rahmen meist innerhalb der Räder; aufserhalb meist nur bei schmalspurigen Lokomotiven, um breiteren Rost unterzubringen; an der Rauchkammer fest mit dem Kessel zu verbinden; Verbindung mit dem Feuerbüchsmantel mufs Längsverschiebung gestatten, ausgeführt Gleitlager (Rotgufsplatte), Pendelstützen oder biegsame Blechstützen (7 bis 10 mm stark).

Rahmenplatten (Flufseisen, $K_z = 34$ bis 41 kg/qmm, $\varphi > 25$ %) 20 bis 35 mm stark; Höhe über Achsbüchsen mindestens 300 bis 450 mm, sonst Verstärkungsplatten aufzunieten; kräftige Querversteifungen, namentlich in der Gegend der Zylinder und Treibachsen, aus Stahlformgufs, Blechen mit Winkeln oder Prefsblechen. Bei Tenderlokomotiven Rahmen meist als Wasserkasten ausgebildet, Rahmenplatten 7 bis 12 mm stark, sonstige Bleche 6 bis 10 mm.

Barrenrahmen (Amerika, Süddeutschland) aus Flufseisenstäben zusammengeschweifst oder aus Stahlformgufs hergestellt, meist aus zwei bis drei Teilen zusammengeschraubt, Schraubenverbindungen durch Keile

*) Organ 1901 S. 129.

entlastet, Querschnitt meist 100 × 100 mm, jedoch auch bis zu 152 × 152 mm. Vereinzelt werden Barrenrahmen auch aus entsprechend dicken Platten herausgearbeitet.

Lichter Abstand der Rahmenplatten etwa Spurweite (a mm + 2 × Rahmenstärke), wobei a etwa 95, 110 bis 120, 145 bis 155 mm bei 600, 900, 1435 mm Spurweite, Preufs. Norm.: 1240 mm. Bei Drehgestellen oder verschiebbaren Achsen Rahmen ausgeschnitten, so dafs Räder untertreten können, oder eingezogen. Einziehung entweder durch einmaligen Knick (Rahmen dann nach dem Ende schräg zulaufend, in England üblich) oder durch doppelten ∾-förmigen Knick, oder Anstücken mit entsprechender Zwischenlage.

Drehgestellrahmen auch entweder als Plattenrahmen, 18 bis 25 mm stark, oder Barrenrahmen, etwa 60 × 75 mm. Gute Versteifung nötig. Lastübertragung entweder unmittelbar durch lange Feder auf die Drehgestellachsbüchsen (Hannoversches Drehgestell) oder durch das Drehgestell hindurch. Bauart so, dafs nur Drehbewegung (um Kugelzapfen) oder Drehbewegung und Seitenausschlag; im letzteren Falle stets Rückstellvorrichtung durch Blattfedern, Schraubenfedern oder durch eigenes Gewicht mittels Wiege, Schraubenflächen usw.

2. Radstand.

Der Radstand soll um so gröfser sein, je gröfser die beabsichtigte Fahrgeschwindigkeit ist. Als **gröfste Radstände** r (bei festen Achsen) werden in Rücksicht auf Schonung des Oberbaues und der Fahrzeuge empfohlen (nach T V. § 87 u. Gz. f. L. § 78), wenn in freier Strecke vielfach Krümmungen vorkommen mit Halbmessern

R =	25	40	50	75	100	125	150	180	210	250	300	400	500 m,
r =	1,1	1,5	1,6	2,0	2,3	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,8	5,4 m.

Für Lokomotiven, bei denen r die vorstehenden Grenzen übersteigt, wird die Anwendung drehbarer oder verschiebbarer Achsen oder von Drehgestellen empfohlen (T V. § 88; Gz. f. L. § 51). Der **feste Radstand** mufs, abgesehen von Drehgestellen, mindestens 2,5 m und darf bei neuen Fahrzeugen höchstens 4,5 m betragen (B O. § 30). Diese Mafse werden jedoch, selbst in Deutschland, überschritten.

Für Lokomotiven empfiehlt es sich bei kurvenreichen Strecken, die Spurkränze der vorderen, bei Tenderlokomotiven aufserdem die der rückwärtigen Räder während der Fahrt zu schmieren (T V. § 89; Gz. f. L. § 52). Dazu dient Oel (Oelkissen), Kesselwasser, bei Tenderlokomotiven Frischwasser aus den Zisternen oder auch das Niederschlagwasser aus der Abdampfleitung der Luftpumpe.

In England läfst man gröfsere feste Radstände zu, gibt aber dann einzelnen Treibachsen geringes Seitenspiel (1 bis 3 mm) in den Achslagern.

Für Werkbahnen pflegt man etwa bei Radstand r die nachstehenden kleinsten Krümmungshalbmesser R_w anzunehmen, doch finden sich vereinzelt Unterschreitungen des R_w bis zu R_{min}:

r =	0,9	1,0	1,1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0 m,
R_w =	10	12	15	18	30	40	45	55	80	100 m,
R_{min} =	7	8,5	10	11,5	14	18	22	27	40	55 m.

Radstand der Drehgestelle siehe unten.

3. Verschiebbare Treibachsen.

Um ein Zwängen der Spurkränze bei drei oder mehr gekuppelten Achsen zu vermeiden, werden die Spurkränze mittlerer Achsen schwächer gedreht oder bei kleinen (in Amerika auch bei grofsen Lokomotiven, unter Umständen auch an der Treibachse) fortgelassen (zulässig nach BO. § 31). Die Reifen müssen jedoch in Krümmungen von 180 m und bei 1470 mm Spurweite auch bei Querverschiebbarkeit der Endachsen und gröfster Spurkranzabnutzung noch 45 mm Auflage auf der Schiene haben (TV.* § 69). Zweckmäfsiger ist es, einzelne Kuppelachsen parallel seitlich verschiebbar zu machen, nötigenfalls bis zu 40 mm. Das Achslager erhält auf dem Schenkel entsprechend Luft, die Kuppelzapfen werden zylindrisch um das doppelte Mafs des Seitenspiels verlängert oder kugelförmig ausgebildet, oder die Stangenlager werden mit entsprechendem Gelenk (Bauart Hagans) versehen. Wenn Radstand und Lage der Treibachse, die fest bleiben soll, dies gestatten (die der ersten festen führenden Achse folgende Achse soll möglichst ein der schärfsten Krümmung entsprechendes Seitenspiel erhalten, TV. § 88), so erhält seitliche Verschiebbarkeit

bei $^3/_3$ gek. Lokomotiven die zweite Achse,
" $^4/_4$ " " " " und vierte Achse,
" $^5/_5$ " " " erste, dritte und fünfte Achse.

Rückstellvorrichtungen werden meist nicht angewendet.

Bei $^3/_5$ ($^4/_6$) gek. Lokomotiven mit Drehgestell erhält bisweilen die letzte Kuppelachse 5 bis 10 mm (25 mm) Seitenspiel.

4. Verschiebbare Laufachsen und Drehgestelle.

Parallel verschiebbare Laufachsen erhalten meist Rückstellvorrichtung durch schräge Flächen oben auf den Achslagern. Meist wird bei verschiebbaren Laufachsen radiale Einstellung bei Verschiebung verlangt. Einfachste Ausführung: Adams-Achse, Deichselgestelle usw., die (TV. § 88) für V bis 80 km/st geeignet erachtet werden. Das Seitenspiel soll so stark sein, dafs auch in den schärfsten Krümmungen der Strecke die Spurkränze des nachfolgenden festen Räderpaares zur Anlage kommen.

Ist a der feste Radstand,
c der Radstand von der verschiebbaren bis zur ersten festen Achse,
R der Krümmungshalbmesser,

so ist der seitliche Ausschlag $d = \frac{(a + c)^2 - a^2}{2R}$,

und der Deichselarm bzw. der Halbmesser für die Krümmung der Achsbüchsgleitflächen bei Adams-Achsen: $r = \frac{(a + c)^2 - a^2}{2(a + c)}$.

Rückstellvorrichtungen werden bei Adams-Achsen von der österreichischen Staatsbahn auch bei Schnellzuglokomotiven fortgelassen.

Drehgestelle sollen möglichst grofsen Radstand erhalten (bei Normalspur 2,0 bis 2,2 m üblich, bis zu 2,7 m ausgeführt); meist mit Seitenspiel ausgeführt; dieses wird, wenn hintere Achse gerade innen anlaufen, aber radial stehen soll, $d = \frac{a^2}{2R} - 2s$,

worin a die geführte Länge (vom Drehgestellzapfen bis zur Hinterachse), R der Krümmungshalbmesser, s die Spurerweiterung.

Das erforderliche Seitenspiel ist meist nur für Krümmungen bis herab zu 400 m Halbmesser ausführbar. Am Rahmen sind Anschläge nötig.

Da Rahmen und Drehgestelle federn, mache man die wagerechten Spielräume gegenüber Steuerungsteilen usw. 20 bis 30 mm gröfser, als theoretisch nötig.

Krauss-Drehgestell besteht aus zwangläufiger Verbindung einer parallel verschiebbaren Kuppelachse mit radial einstellbarer Laufachse. Unter gleichen Bedingungen wie vor wird: $d = \frac{a\,c_1}{R}$,

worin c_1 die Entfernung des Drehzapfens von der Kuppelachse bedeutet. Neuere Ausführungen des Krauss-Drehgestelles geben dem Zapfen Seitenverschiebbarkeit (Bauart Zara, Henschel u. a.).

5. Gewichtsverteilung.

Gekuppelte Achsen sind möglichst gleichmäfsig zu belasten; vorangehende (führende) Laufachsen sind weniger zu belasten als die folgenden Achsen (TV. § 90). Berechnung der Gewichtsverteilung nach erfolgter Schwerpunktermittlung am besten zeichnerisch.*)

6. Tragfedern und Ausgleichhebel (Balanciers).

Die Tragfedern meist Blattfedern, in England auch Schraubenfedern; untereinander zur Ausgleichung der Stöfse und zur besseren Lastverteilung durch Ausgleichhebel verbunden.

Federstahl gerippt 90 × 13 mm, bei kleineren Lokomotiven 65 × 7 oder 75 × 10, im Auslande vielfach gröfsere Breiten bis 120 mm. Länge der Federn 950 bis 1200 mm, in Belgien bis 1500 mm. Durchbiegung unter der ruhenden Last etwa 30 bis 40 mm, Pfeilhöhe unbelastet etwa 55 bis 75 mm oder 0 mm. Beanspruchung bei ruhender Last 50 bis 60, bei schlechtem Oberbau und stark überhängenden Massen 40 bis 50 kg/qmm. Berechnung der Federn I. Bd. S. 592 ff.

Beanspruchung der Federspannschrauben und Gehänge 2 bis 2,5 kg/qmm.

7. Tenderkupplung, Bahnräumer, Bremsen usw.

Zwischen Lokomotive und Tender ist eine **Haupt-** und eine **Notkupplung** anzuordnen, von denen die letztere erst in Wirkung tritt, wenn die erstere sich gelöst hat (T V.* § 100); jedoch dürfen diese oder sonstige Zwischenteile zwischen Maschine und Tender das sichere Durchfahren der Krümmungen nicht behindern (T V.* § 100).

Vorn, bei Tenderlokomotiven vorn und hinten, sind über den Schienen (in 50 bis 70 mm Abstand von diesen) kräftige **Bahnräumer** anzubringen (BO. § 36; T V.* § 98 u. 112; Gz. f. L. § 61 u. 73; BV. Typ § 10). Zahnradlokomotiven sollen mit Bahnräumern vor den Zahnrädern versehen sein; Strafsenbahnlokomotiven müssen aufser den Bahnräumern noch besondere Schutzvorrichtungen erhalten (Gz. f. L. § 61): Verdeckung des Triebwerkes durch Blechkasten.

---

*) Glaser Ann. 1897 I S. 166.

Bremsen. (B O. § 35; T V.* § 101; Gz. f. L. § 63.) Tenderlokomotiven müssen ohne Rücksicht auf etwa vorhandene andere Bremsvorrichtungen Handbremse, Personenzug-Lokomotiven für Züge mit $V > 60$ km/st auf Hauptbahnen und $V > 40$ km auf Nebenbahnen durchgehende Bremse mit Triebradbremse besitzen (vgl. auch S. 812).

Führerstand. (T V.* § 99; Gz. f. L. § 62.) Das Anbringen von halbhohen seitlichen Türen und leicht zu beseitigenden Sitzen wird empfohlen. Seitenwände des Führerhauses bis 1 m, Dach bis 2 m hinter Kesselrückwand zurückstehend. Im Ausland, besonders für warmes Klima, erheblich geringere Abmessungen, jedoch für sehr heifses wie für sehr kaltes Klima oft besondere Rückwand auf dem Tender, auch Jalousien zum Schutz gegen Tropenregen.

Sandstreuer meist mit Dampf- oder Prefsluftbetrieb, seltener mit Handbetrieb, gewöhnlich auf dem Kessel oder dem Laufbrett angeordnet. Bei Tendermaschinen müssen auch Rohre hinter den Treib- bzw. Kuppelachsen münden.

g. Verbundlokomotiven.

Verbundlokomotiven besitzen bei gleicher Geschwindigkeit gröfsere Zugkraft, bei gleicher Zugkraft gröfsere Geschwindigkeit als Zwillingslokomotiven und ersparen diesen gegenüber Brennstoff und Wasser, und zwar einerseits durch die Teilung des Wärmegefälles, anderseits durch die bei undichten Schiebern und Kolben erheblich geringeren Dampflässigkeitsverluste.

Ihre Leistungsfähigkeit ist aber besonders bei grofsen Niederdruckzylindern weniger veränderlich als die der Zwillingslokomotiven; sie sind daher wenig zweckmäfsig für Strecken mit wechselndem Profil, aber empfehlenswert dort, wo andauernd gleichbleibende Leistungen verlangt werden.

Ein schnelles Anfahren ist schwieriger (oder bei Wechselventilen umständlicher) als bei Zwillingslokomotiven; sie sind daher für oft anhaltende Züge und Verschiebedienst ungeeignet.

Bauarten.

a) 2 Zylinder, meist H D Z rechts, N D Z links;

b) 3 Zylinder,
  1. 1 H D Z innen, 2 N D Z aufsen,
  2. 2 H D Z aufsen, 1 N D Z innen (Webb);

c) 4 Zylinder,
  1. 2 H D Z aufsen, 2 N D Z innen, in verschiedenen Querebenen, verschiedene Achsen antreibend (de Glehn, Cole),
  2. 2 H D Z innen, 2 N D Z oder umgekehrt aufsen, alle dieselbe Achse antreibend (v. Borries Courtin, Vauclain),
  3. auf jeder Seite 1 H D Z und 1 N D Z in Tandem-Anordnung (Ungar. Staatsbahn, Amerika),
  4. auf jeder Seite 1 H D Z und 1 N D Z übereinander, mit gemeinsamem Kreuzkopf (Vauclain),
  5. auf der einen Seite 2 H D Z, auf der anderen 2 N D Z, und zwar stets je einer aufsen und einer innen (italienische Staatsbahn),
  6. geteiltes Triebwerk, 2 H D Z am festen Rahmen, 2 N D Z am Dampfdrehgestell (Mallet-Rimrott).

Das Ueberströmrohr (Verbinder) wird meist durch die Rauchkammer geführt.

Zylinderraumverhältnisse bei Zweizylindermaschinen meist nicht gröfser möglich als 1 : 2 bis 1 : 2,25, bei Mehrzylindermaschinen bis 1 : 3. Letzteres Verhältnis gibt bei gleicher Füllung gleiche Arbeitsverteilung, ersteres nur bei höherem Füllungsgrad im NDZ, gewährt aber gröfsere Veränderlichkeit der Leistung.

Füllungsverhältnisse namentlich bei Zweizylindermaschinen bisher möglichst so, dafs beide Zylinder gleiche Arbeit leisten; üblich ist, beide Steuerungen so zu versetzen, dafs bei 40 % Füllung im HDZ der NDZ 50 bis 60 % erreicht, doch ist noch gröfsere Füllung des NDZ für die Dampfausnutzung vorteilhafter.

Steuerung. Bei Zweizylindermaschinen beide Steuerungshälften wie oben angegeben versetzt; bei Mehrzylindermaschinen meist beide Steuerungen beliebig gegeneinander verstellbar, oder auch vereinzelt ND-Steuerung mit fester Füllung (70 %) arbeitend (Bauart Kuhn, Webb, für vierzylindrige Lokomotiven Bauart der P. L. M.-Bahn). — Beide Schieber erhalten keine, oder namentlich beim HDZ negative innere Ueberdeckung (bis zu 8 mm).

Anfahrvorrichtungen*) bei allen Lokomotiven mit nur einem HDZ erforderlich. Grundgedanken: Vergröfserung der HD-Füllung, Einführung von Frischdampf in den NDZ und Unschädlichmachen des Gegendruckes auf den HD-Kolben. Früher meist selbsttätige Anfahrvorrichtungen, die nur für die allerersten Umdrehungen wirkten (Bauart v. Borries, Schichau, Brüggemann, Büte u. a.) bzw. nur solange die Steuerung ausgelegt bleibt (Gölsdorf, Lindner); Ranafier schaltet ein von Schieberstangenstellung abhängiges Ventil ein, das Frischdampfzutritt nicht allgemein, sondern nur in bestimmten Stellungen gestattet, so dafs Gegendrücke vermieden werden, jetzt meist sog. Wechselvorrichtungen bevorzugt, die jederzeit beliebig langes Umschalten in Zwillingswirkung gestatten (Bauart Mallet-v. Borries, v. Borries, Dultz, Colvin u. a.).

Bei Vierzylindermaschinen meist Umschaltevorrichtung vorhanden, die im Notfalle Fahren mit den HDZ oder den NDZ allein gestattet, neuerdings meist 3 Füllventile im HD-Schieberkasten, die bei ausgelegter Steuerung geöffnet sind. Eins gibt Frischdampf in Verbinder, die beiden anderen vergröfsern die HD-Füllung.

h. Heifsdampflokomotiven.

In Europa wird die Mehrzahl aller Lokomotiven mit Ueberhitzer ausgerüstet, auch in Uebersee nimmt die Verbreitung der Heifsdampflokomotiven stark zu.

Anwendung des Heifsdampfes schliefst die der Verbundwirkung keineswegs aus.

Ueberhitzerbauarten:

Schmidtscher Rauchröhrenüberhitzer, aus kleinen Rohrbündeln von vier Rohren mit etwa 30/38 mm Durchm. in einer Anzahl Rauchröhren

*) Glaser Ann. 1897 II. S. 41.

von etwa 125/133 mm Durchm. steckend, am verbreitetsten. Abart Ueberhitzer mit voller Besetzung, bei denen fast sämtliche Heizrohre (Durchm. 50 bis 70 mm) mit je 2 Ueberhitzerrohren besetzt sind.

Aehnliche Bauarten: Cole (Schenectady)-Ueberhitzer in den Vereinigten Staaten, Horsey-Vaughan-Ueberhitzer in Kanada u. a. m.

Clench-Gölsdorf-Ueberhitzer, im vorderen Kesselteil abgetrennter, von den Heizrohren durchzogener Raum, in Oesterreich.

Baldwin-Ueberhitzer, in der Rauchkammer liegendes, konzentrisch zum Mantel gebogenes Röhrensystem, in den Vereinigten Staaten.

Atchison-Topeka-Ueberhitzer, von Rohren durchzogene Trommel, in der Rauchkammer oder bei Mallet-Lokomotiven in besonderer Kammer vor dem Speisewasservorwärmer liegend.

Auch Zwischenüberhitzer verschiedentlich ausgeführt, Sächsische, Oldenburgische, Belgische Staatsbahn, Atchison-Topeka-Bahn u. a.

Heizgase können Temperaturen bis etwa 800° aufweisen, ohne Erglühen der Rohre zu bewirken, solange kräftige Dampfbewegung vorhanden; daher meist Regelvorrichtungen, die bei Dampfabsperrung Gasstrom ebenfalls absperren. Wo dies nicht möglich, müssen die Ueberhitzer in kühlere Zonen verlegt werden.

Ueberhitzung bei Flachschiebern bis 260°, bei Kolbenschiebern und besonders bei Ventilsteuerung bis über 350° zulässig. Als Kolbenschieber nur solche mit federnden Ringen zweckmäfsig.

Ueberhitzerheizfläche etwa 15 bis 30 % der übrigen Heizfläche, bei guter Führung der Gase bzw. des Dampfes mit Durchgang von etwa 30 WE/qm für 1° und 1 at zu berechnen. Dampfgeschwindigkeit etwa 20 m. Spezifische Wärme des überhitzten Dampfes I. Bd. S. 423. In Dampfleitungen ist Kupfer und Rotgufs auch für die Linsen zu vermeiden.

Zylinderdurchmesser bei Heifsdampf etwa 10 bis 15 % gröfser als bei Nafsdampf, da die wirtschaftlichen Füllungsgrade niedriger liegen; Kanalquerschnitte möglichst nicht kleiner als bei Nafsdampf.

Stopfbüchsen mit Metalliderung, lang gebaut.

Schmierung mit Oel von hohem Entflammungspunkte, Zuführung durch Schmierpumpen bevorzugt, aber nicht durchaus nötig.

Ersparnis an Wasser und Kohle bei Zwillingslokomotiven je nach Ueberhitzung bis zu etwa 25 %, bei Verbundlokomotiven bis etwa 15 % möglich. Demgegenüber höhere Beschaffungs- und Unterhaltungskosten.

1. Beispiel zur Berechnung einer Lokomotive.

Eine vierzylindrige Heifsdampflokomotive soll einen D-Zug von 52 Achsen zu 9 t = 468 t auf 1 : ∞ mit $V = 100$ km und auf 1 : 150 noch mit $V = 50$ km bei mittelstarkem Seitenwind befördern.

Zugwiderstand: $W_1 = 468 \left(2{,}5 + \frac{(100+12)^2}{4000}\right) = 2640$ kg.

Lokomotivwiderstand: Lokomotivgewicht geschätzt 70 t, davon 48 t auf den Treibachsen, Tendergewicht bei halben Vorräten 36 t, Kolbenhub 600 mm, Raddurchmesser 2000 mm.

$$W_2 = (22 + 36) \cdot 2{,}5 + 48 \cdot 7{,}5 + 0{,}6 \cdot 10 \cdot \frac{(100+12)^2}{1000} = 1255 \text{ kg}$$

$$W_1 + W_2 = 3915.$$

Zylinderdurchmesser:

aus $3915 = 2 \cdot 3{,}6 \cdot \frac{d^2 \cdot 60}{200}$ ergibt sich $d = 42{,}5$ cm $= 425$ mm.

Leistung in PS am Radumfang:

$$\text{aus}\quad 3915 = \frac{270\ N}{100} \qquad N = 1450 \text{ PS.}$$

Rostfläche bei $R : H = 1 : 75$ nach Tafel S. 826:

$$R = \frac{1450}{576} = 2{,}5 \text{ qm}, \quad H = 75 \cdot 2{,}5 = 188 \text{ qm einschl. Ueberhitzer.}$$

Vergleich mit ausgeführten Lokomotiven zeigt, dafs dieser Kessel auf rd. 70 t Dienstgewicht unterbringbar.

Für Steigung 1 : 150 ergibt sich

$$W_1 + W_2 = 4570 + 1360 = 5930 \text{ kg.}$$

bei $\mu = 1 : 6{,}5$ sind 38,6 t Reibungsgewicht nötig, also 3 Treibachsen, wie oben angenommen.

Leistung 1100 PSi.

$$\frac{\text{Leistung (50 km)}}{\text{Leistung (100 km)}} \text{ nach Formel 5a S. 842 } \frac{L_i}{L_i'} = 0{,}6 \cdot \left(2 - \frac{50}{100}\right) \cdot \frac{50}{100} + 0{,}4 = 0{,}85.$$

Mögliche Leistung bei $V = 50$ km also: $1450 \cdot 0{,}85 = 1230$ PSi, also ausreichend.

Für die bei 50 km nötige Zugkraft von 5930 kg berechnet sich aus Formel

$$5930 \cdot 2\, p_m \cdot \frac{42{,}5 \cdot 60}{200} \qquad p_m = 5{,}5,$$

d. h. bei 12 at $p_m = 0{,}46$ des Kesseldruckes, was bequem erreichbar ist.

Werden obige Leistungen auch im Winter verlangt, so mufs man einen Zuschlag von etwa 20 qm Heizfläche und $20/75 \sim 0{,}3$ qm Rostfläche für die Heizung machen.

Dann ist der Zugwiderstand (S. 719):

$$W = \left(2{,}4 + \frac{V^2}{1300}\right)(110 + 40 \cdot 8) = 4340 \text{ kg.}$$

Leistung der Maschine (S. 841) $N = \frac{4340 \cdot 100}{270} = 1605$ PS.

Triebraddurchmesser (S. 844) $D = 60 + 1{,}3 \cdot 100 = 190$ cm $= 1900$ mm.

Umdrehungszahl in der Sekunde $n = \frac{100}{3{,}6 \cdot \pi \cdot 1{,}9} = 4{,}7$, bleibt mit minutlich $60 \cdot 4{,}7 = 282$ erheblich unter der zulässigen Zahl von 360 (S. 844).

Leistung der Heizfläche (S. 825) etwa 7,6 PS/qm.

Erforderliche **Heizfläche:** $1520 : 7{,}6 = 210$ qm. Da die Züge im Winter leichter sind, so ist ein Zuschlag für die Heizung nicht gemacht.

Lokomotivgewicht wird, wie Vergleich mit der $^2/_5\,S^4v$ (S. 831) ergibt, mit 70 t richtig geschätzt sein.

Rostfläche (S. 826) bei $H : R = 55$ etwa $210 : 55 = 3{,}65$ qm.

Kolbendurchmesser: Das Triebwerk sei mit Rücksicht auf lange, ohne Aufenthalt mit $V = 100$ km zu durchfahrende Strecken vierzylindrig gedacht. Als geringste Zylinderdurchmesser ergeben sich dann bei 14 at Dampfdruck und einem Zylinderraumverhältnis 1 : 2,35 nach S. 851 für den NDZ und HDZ

$$d_n = \sqrt{4340 \cdot 190 : 2 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}42 \cdot 1460} = 49 \text{ cm} = 490 \text{ mm.} \quad d_h = \sqrt{490^2 : 2{,}35} = 320 \text{ mm.}$$

Bei diesen Abmessungen müfste mit etwa 50 % Füllung gefahren werden, eine Steigerung der Leistung für aufserordentliche Fälle ist nur in beschränktem Umfange möglich; auch ist die hohe Füllung von 50 % nicht mehr die günstigste. Will man mit der wirtschaftlichsten Füllung von etwa 0,35 bis 0,40 auskommen, so wird man bei Annahme von etwa 10 % schädlichem Raum die Zylinder etwa im Verhältnis $\frac{50 + 10}{37{,}5 + 10} = 1{,}27 : 1$, d. h. um 27 % vergröfsern, also mit etwa 350 bzw. 530 mm Durchm. wählen; statt 530 mm sei mit Rücksicht auf den Flächenverlust bei durchgehender Kolbenstange 540 mm ausgeführt.

Reibungsgewicht (S. 716 u. 840). Bei Ausnutzung des zulässigen Achsdruckes von 16 t werden 2 Achsen mit $2 \cdot 16 = 32$ t Reibungsgewicht genügen.

Gröfste Anzugkraft (S. 840) aus Reibungsgewicht ist $Z_m = 32\,000 \cdot \frac{1}{5{,}5} = 5820$ kg, also noch rd. 1500 kg gröfser als die bei $V = 100$ km erforderliche Zugkraft. In den HDZ wird diese Anzugkraft überschläglich eine Füllung von

$$(37{,}5 + 10)\,\frac{5820}{4110} - 10 = 57\ \%$$

bedingen; sie läfst sich also noch ohne Frischdampfgabe in die NDZ erreichen.

k. Tender.

Umgrenzungslinie wie bei Lokomotiven; Abb. 99, S 824.

Untergestell wird aus Flufseisenplatten oder aus ⊏-Eisenträgern hergestellt.

Die Tender erhalten zwei oder drei, vereinzelt auch 4 **Achsen** in festem Rahmen oder 2 zweiachsige Drehgestelle. Für Lokomotiven, die viel rückwärts fahren sollen, auch dreiachsige Tender mit einer festen Achse und einem zweiachsigen Drehgestell (Indien, Japan). Die Achsbelastungen sollen bei den verschiedenen Füllungen des Wasser- und Kohlenraumes möglichst gleichmäfsig sein (T V. § 110; Gz. f. L. § 71). — Ueber Radsätze S. 806 ff

Jeder Tender mufs ohne Rücksicht auf etwaige andere Bremsvorrichtungen mit kräftig wirkender **Handbremse** ausgerüstet sein, die auch bei losgekuppeltem Tender benutzbar ist (B O. § 35; T V.* § 113; Gz. f. L. § 74) und in Oesterreich auf alle Räder wirken und gleichmäfsiges Anliegen aller Bremsklötze gewähren mufs (B V. Typ § 11). Bei dreiachsigen Tendern wirkt die Bremse oft nur auf Vorder- und Hinterachse, im übrigen Abschn. Bremsen S. 812 — **Bahnräumer** an der Rückseite des Tenders (B O. § 36; T V. § 112; Gz. f. L. § 73; B V. Typ § 10).

Hauptabmessungen ausgeführter Tender.

Bahn	Preufsische Staatsbahn				Oesterreich. Staatsbahn	
und Achsenzahl	3	3	4	4	Serie 56 3	Serie 56 4
Wasser u. Kohle t	12/5	16,5/7	21,5/5	31,5/7	16,75/5,5	21/9
Spur . . . . mm	1435	1435	1435	1435	1435	1435
Wasserraum Länge . „	4435	5485	5568	6870	4500	6460
Wasserraum Breite . „	2988	2988	3038	3058	3020	3000
Wasserraum Höhe . „	1163/420	1200/600	1461/775	1600/1075	472 + 1175/472 + 583	1249
Blechstärke Seiten . „	6	6	6	6	5	5
Blechstärke Boden . „	8	8	7	7	6	6
Blechstärke Decke . „	9	9	9	9	5/6	5
Boden über S.-O. „	1202	1217	1208	1085	728/1210	958
Raddurchm. . „	1000	1000	1000	1000	1000	1000
Radstände . . „	1650 + 1650	2400 + 2000	1700 1350 1700	1800 2000 1800	1700 + 1500	1900 + 1500 + 1900
Rahmen . . „	Blech $\delta = 15$	Blech $\delta = 20$	⊏ N.-Pr. 20	⊏ N.-Pr. 18	Blech $\delta = 20$	⊏ N.-Pr. 30
Bauart des Drehgestelles . . .	—	—	Diamond	Diamond	—	Blechrahmen
Q_l . . . . . . t	16,9	21	20,9	23,4	15,5	$\delta = 10$

Wasserkasten prismatisch, mit Ausnahme des ersten Tenders sämtlich mit Kohlenaufbau und seitlichen Füllklappen.

Wasserbehälter entweder hufeisenförmig, prismatisch oder auch zylindrisch (Amerika, Vanderbilt-Tender). Fassungsraum je nach Bedarf 8 bis 34 cbm Wasser, aufserdem Raum für Brennstoff (3 bis 8, Amerika bis 14 t Steinkohlen); bei Holzfeuerung Lattenaufsätze, bei Torffeuerung

geschlossene Tender, bei Oelfeuerung Oelbehälter (nötigenfalls mit Wärmschlange). Bleche von 5 bis 8 mm Stärke; Decke der prismatischen und Boden der hufeisenförmigen Wasserbehälter 6 bis 10 mm stark. Eingüsse der Wasserbehälter höchstens 2,75 m über S.-O. (B O. § 36; TV.* § 111; Gz. f. L. § 72); meist querliegende etwa 1 bis $1^1/_2$ m lange Oeffnung oder sehr zweckmäfsig lange Seitenklappen (Gölsdorf), die vom Führerstande aus bewegt werden können. — Die Befestigung des Wasserbehälters am Untergestelle und die der etwa vorhandenen Werkzeugkasten mufs derart sein, dafs bei Zusammenstöfsen die Befestigungen sich nicht lösen können. — Zur Erkennung des Wasserstandes **Probierhähne** oder besser **Schwimmer** mit Skala (in Oesterreich vorgeschrieben). — Wasserbehälter der **Tendermaschinen** entweder zwischen den Rädern, als Rahmen ausgebildet (Bauart Kraufs), oder zu beiden Seiten des Kessels oder (besonders in England) sattelförmig auf dem Kessel angeordnet. Fassungsraum 2 bis 6, vereinzelt bis 20 cbm. — Aufserdem Raum für 1 bis 4 t Steinkohlen, zu beiden Seiten der Feuerbüchse oder an der Rückwand.

Für **Kupplung zwischen Lokomotive und Tender** in Oesterreich Berechnungsvorschriften nach B V. Typ § 15.

l. Prüfung der Lokomotiven.

1. Technisch-polizeiliche Prüfungen II. Bd. S. 66 ff.

2. Prüfungen im Dienst.

Der Umständlichkeit wegen sind im Dienst nur wenige Prüfungen regelmäfsig durchführbar. Man prüft:

A. Die Luftverdünnung in der Rauchkammer durch Federvakuummeter (ähnlich einem Manometer) oder Wassersäulenvakuummeter (U-förmiges Rohr, das mit gefärbtem Wasser gefüllt wird). In die Leitung mufs meist Drosselscheibe eingeschaltet werden, um sichere Ablesung zu ermöglichen.

B. Die Dampfdrücke im Schieberkasten und Verbinder durch besondere Manometer; ersteres ermöglicht dem Führer dauernde Aufklärung darüber, ob er den Dampf drosselt oder nicht.

C. Die Geschwindigkeit; an Stellen, die wegen örtlicher Verhältnisse Geschwindigkeitsbeschränkungen fordern, durch Streckenkontakte; auf der Lokomotive durch Geschwindigkeitsmesser: auf Personenzuglokomotiven fast überall angewendet, in einzelnen Ländern vorgeschrieben. Apparate teils aufzeichnend, teils nicht aufzeichnend. Zur zweiten Art zählen folgende:

a) Frahmscher Geschwindigkeitsmesser (von Fr. Lux in Ludwigshafen) beruht auf elektrischer Resonanz, vermittels der abgestimmte Federn in einem Kamm zur Schwingung gebracht werden.

b) Wirbelstrom-Tachometer der Deutschen Tachometerwerke in Berlin, beruht auf Messung des Drehmomentes eines Kurzschlufsankers in einem kreisenden Magnetfeld.

c) Geschwindigkeitsmesser von Klose (gebaut von Maschinenfabrik Oerlikon) beruht auf Fliehkraftmessung eines astatisch aufgehängten Körpersystems. U. a. m.

Aufzeichnende Apparate vermerken im allgemeinen nur die mittlere Geschwindigkeit, daher bei plötzlichen Geschwindigkeitsänderungen, z. B. scharfen Bremsungen, ungenaue Ergebnisse. Gebräuchliche Apparate von:

α) Flaman; gibt die Weggeschwindigkeitskurve. Messung alle 0,48 sk, Streifen für 6000 bis 7000 km ausreichend.

β) Hasler (Bern); gibt die Zeitgeschwindigkeitskurve; alle 3 sk wird die mittlere Geschwindigkeit der beiden letzten Sekunden vermerkt.

γ) Haushälter (gebaut von Seidel & Naumann A. G., Dresden); ähnelt dem vorigen.

D. Die Brennstoffmengen durch Aufschreibungen (meist auch Kohlenprämien).

In Amerika sind vielfach „Reiselokomotivführer (traveling engineers)“ *) vorhanden, die Personal und Zustand der Lokomotiven durch häufiges Mitfahren prüfen.

3. Wissenschaftliche Prüfung bietet besondere Schwierigkeiten, weil Maschine und Kessel sich gegenseitig beeinflussen; geringe Aenderungen, z. B. am Blasrohr, können

*) Handb. d. Eisenbahnmaschinenwesens von Stockert. III. Teil S. 286 ff.

wesentlich Aenderung der Versuchsergebnisse herbeiführen; wissenschaftliche Prüfung findet statt, entweder auf fester Prüfanlage*) (Lokomotive steht auf Rollen, geleistete Arbeit wird durch hydraulische Bremsung u. dgl. vernichtet) oder durch Versuchsfahrten auf der Strecke. Beide Arten ergänzen sich.

Erstere vermeidet die Beeinflussung der Ergebnisse durch die Veränderlichkeit der Witterung während der Versuche, durch besondere Betriebsbedingungen u. dgl., berücksichtigt aber nicht Abkühlungsverhältnisse der bewegten Luft auf Kessel und Zylinder, rüttelnde Bewegung auf die Lage des Feuers usw., eignet sich daher besonders für Vergleichsversuche und zum Studium des Einflusses von Aenderungen in Bauart und Betriebsweise.

Versuchsfahrten eignen sich besonders zur Feststellung von Schleppleistungen; sie werden beeinflufst durch die Witterung, den Zustand der Wagen, Betriebsbedingungen (Haltsignale usw.) und im höchsten Mafse Geschicklichkeit des Personals.

Vorbedingungen für alle Versuche:

Einwandfreier Betriebszustand der Lokomotiven.

Gleichmäfsige Beschaffenheit der Kohlen und des Speisewassers.

Bedienungsmannschaft, die mit zweckmäfsigster Bedienung des Feuers und sparsamster Fahrart (Regleröffnung — Zylinderfüllung usw.) der Lokomotive vertraut ist.

Für eingehende Versuche besonderer Versuchswagen**) nötig, der die notwendigen meist selbst aufzeichnenden, Apparate enthält.

Bei Versuchen werden gemessen:

1. Kohlen- und Wasserverbrauch, abzüglich der zum Anheizen nötigen Mengen, des Schlabber- und Spritzwassers usw. Asche im Aschkasten, Lösche in der Rauchkammer; bei festen Prüfanlagen auch die ausgeworfenen Funken. Kohlenmessung durch Wägung, Wassermessung bei Prüfanlagen durch Wassermesser oder Wägung bei Fahrten durch Eichung des Tenders. Nötigenfalls werden die Kohlen auf Heizwert, Aschengehalt und chemische Zusammensetzung untersucht.

2. Temperaturen auf dem Rost, in der Rauchkammer bzw. im Ueberhitzer.

3. Zusammensetzung der Abgase.

4. Luftleere im Aschenkasten, in der Feuerbüchse, in der Rauchkammer.

5. Dampfdrücke im Kessel, Schieberkasten, Verbinder durch Manometer.

6. Feuchtigkeitsgehalt des Dampfes, noch keine vollkommen verläfslichen Instrumente.

7. Dampfdrücke im Zylinder durch Indikatoren; entweder über den Zylindern besonderes Schutzhaus für den Beobachter, das aber vermehrten Luftwiderstand bedingt, oder Indikator System Maihak mit elektrischer Anrückvorrichtung vom Führerstande aus.

8. Zugkräfte durch Dynamometer mit Schreibvorrichtung (von Schäffer & Budenberg), bei Prüfanlagen an Bufferbohle der Lokomotive, sonst als Kupplung zwischen Tender und Versuchswagen eingeschaltet.

9. Geschwindigkeit (Messer siehe oben).

Neues Prüfverfahren der Preufsischen Staatsbahn: Mit den zu vergleichenden Lokomotiven werden Züge mit verschiedenen Lasten nach gleichem Fahrplan, also mit gleichen Geschwindigkeiten, gefahren, die am Tenderzughaken geleisteten PSe-st selbsttätig durch Planimetrieren des Zugkraftdiagramms, Kohlen- und Wasserverbrauch unmittelbar gemessen und so Verbrauch für die PSe-st festgestellt. Graphische Auftragung gibt günstigste Belastung für die betreffende Geschwindigkeit. Erhaltene Werte sind aber nicht für verschiedene Geschwindigkeiten vergleichbar, ebensowenig mit elektrischem Betrieb wegen Nichtberücksichtigung des Luftwiderstandes.

4. Eisenbahntriebwagen.***)

a. Allgemeines.

Eisenbahntriebwagen oder Eisenbahnmotorwagen sind Fahrzeuge zur Beförderung von Personen oder Gütern, die von einer im Wagen befindlichen Kraftquelle zur selbständigen Fortbewegung befähigt werden.

Verwendungsgebiet. Triebwagen dienen meistens dem Personen-

*) Z. d. V. d. I. 1901 S. 1321.

**) Beschreibung verschiedener Versuchswagen Stockert, Handb. d. Eisenbahnmaschinenwesens, III. Teil, S. 326 ff.

***) Näheres „Handbuch über Triebwagen für Eisenbahnen“ von C. Guillery; „Handbuch des Eisenbahnmaschinenwesens“, herausg. von Ritter v. Stockert, I. Bd. „Fahrbetriebsmittel“.

verkehr. Sie kommen wegen begrenzter Aufnahmefähigkeit nur bei verhältnismäfsig schwachem Verkehr in Frage. Leistungsfähigkeit wird vielfach durch Anhängewagen erhöht.

Triebwagen daher verwendet:

a) auf Strecken mit schwachem Personenverkehr (Nebenbahnen);
b) zur Ausfüllung von Lücken im Fahrplan verkehrsreicherer Strecken;
c) zur häufigeren Verbindung der Nachbarorte gröfserer Städte mit diesen und von Orten mittlerer Gröfse mit lebhaften Verkehrsbeziehungen untereinander;
d) zur Vermittlung von Schnellzuganschlüssen von und nach Zwischenstationen.

Vorzüge der Triebwagen gegenüber Dampfzügen sind: geringeres Gewicht, geringer Personalbedarf (u. Umst. nur 1 Wagenführer), sofortige oder nach kurzer Zeit erreichbare Betriebsbereitschaft, billige Betriebsbereitschaft, Möglichkeit kürzester Wendezeiten bei beiderseitigen Führerständen, Fortfall des Umsetzens der Lokomotive, geringer Platzbedarf, bei elektrischem Antrieb oder solchem mit Verbrennungsmaschine auch noch die Rauch- und Staubfreiheit.

Bauarten. Nach dem Antrieb sind zu unterscheiden: Dampftriebwagen, Triebwagen mit unmittelbarem Antrieb durch Verbrennungsmaschinen, mit Krafterzeugung durch Verbrennungsmaschine und elektrischer Arbeitsübertragung und mit elektrischem Antrieb und Energieaufspeicherung in einer Sammlerbatterie.

b. Dampftriebwagen

sind am längsten bekannt und noch weit verbreitet. Bedienung meist einfacher als bei Dampflokomotiven, oft nur ein Mann nötig bei selbsttätiger Kohlenfeuerung oder bei flüssigem Brennstoff. — Betriebskosten geringer als bei den übrigen Triebwagenbauarten. Nachteile sind Rauch, Staub und Wärmeausstrahlung. Aktionsradius bei flüssigem Brennstoff kleiner als der des Wagens mit Verbrennungsmaschine bei gleichem Brennstoffvorrat.

Kleinere Dampftriebwagen haben 2 oder 3 (zweiachsiges Drehgestell und Einzelachse) Achsen, die gröfseren 4 (2 zweiachsige Drehgestelle) oder vereinzelt auch 5 Achsen. Die Maschinendrehgestelle sind vielfach im ganzen leicht auszuwechseln. (Abkürzung der Ausbesserungszeit.)

Die Kessel sind sog. Kleinkessel mit einem Ueberdruck bis zu 50 at oder solche nach der Bauart der Lokomotivkessel mit bis zu 16 at Ueberdruck. Dampfüberhitzung häufig.

1. Serpolletkessel. Viele wagerecht liegende, an den Stirnseiten verbundene Rohre mit sehr geringem Wasserinhalt in senkrechtem Feuerschacht. Geringe Explosionsgefahr.

2. Kessel von de Dion Bouton. Zwei zylindrische, ineinanderstehende Einzelkessel von ringförmigem Querschnitt, die durch zahlreiche schräg ansteigende kurze Rohrstücke verbunden sind. Innerer Kessel ist gleichzeitig Füllschacht für den Brennstoff (Koks).

3. Kessel von Stoltz besteht aus vielen senkrecht nebeneinander in zylindrischem Mantel angeordneten, senkrecht und wagerecht durch-

bohrten und entsprechend verbundenen Stahlplatten (Rohrplatten). Zwischen den Platten liegen die Ueberhitzerrohre. Reine Kohlen- oder Oelfeuerung. Bis 50 at Betriebsdruck.

Stehende Röhrenkessel.

1. Komarekkessel. Zylindrischer Kesselmantel, Wellrohrfeuerbüchse, in deren oberem Teil die knieförmig gebogenen Wasserröhren liegen. Ein Röhrenüberhitzer liegt im Abzugsrohr der Rauchgase.

2. Kessel von Purrey. Der Kessel ist ein Wasserrohrkessel für stark überhitzten Dampf von 20 at Ueberdruck. Innerhalb eines äufseren Mantels, der einen geneigten Schüttelrost mit selbsttätiger Beschickung enthält, liegen eine Wasser- und eine Dampfkammer, die durch zahlreiche schlangenförmig gewundene Rohre verbunden sind.

3. Kittelkessel. Heizröhrenkessel. Kesselmantel und Wellrohrfeuerbüchse sind nach unten etwas erweitert (Vergröfserung der Rostfläche). Der Durchmesser des Kessels ist im oberen Viertel erheblich vergröfsert, wodurch grofse Verdampfungsoberfläche erzielt wird. Die Heizrohre wirken in ihrem oberen Teil als Dampftrockner. Ein Röhrenüberhitzer liegt in der Rauchkammer.

4. Kessel der Great Western-Bahn. Dem Kittelkessel sehr ähnlich.

Die **Dampfmaschinen** sind ausschliefslich liegend angeordnet. Der Antrieb der Treibachse erfolgt entweder unmittelbar, wie bei den Lokomotiven, oder durch Vermittlung eines Zahnradvorgeleges, das manchmal für veränderliches Uebersetzungsverhältnis eingerichtet ist, oder durch Gallsche Kette. Die Maschinen sind zweizylindrige Zwillings- oder Verbundmaschinen oder zwei nebeneinanderliegende zweizylindrige Verbundmaschinen (Doppeltandemanordnung). Die Zylinder sind am Untergestell fest gelagert (Lokomotivanordnung), oder die mit selbständigem Rahmen versehene Maschine stützt sich mit 2 Tatzenlagern auf die Treibachse und ist am hinteren Ende frei schwingend, federnd aufgehängt (Ganz, Stoltz). Bei einzelnen Triebwagen sind beide Achsen eines zweiachsigen Drehgestells Treibachsen. (Vier Dampfzylinder, Kurbeln auf jeder Seite um 180° gegeneinander versetzt, dadurch gegenläufige Kolben, vorzüglicher Massenausgleich, ruhiger Lauf des Wagens.) Vielfach sind zwei Achsen gekuppelt.

Beispiele. Zweiachsiger Dampftriebwagen mit Kittelkessel für Regelspur (Württembergische Staatsbahn). Radstand 5,0 m. 40 Sitz-, 4 Stehplätze, 1 Post- und Gepäckabteil, das auch Reisende aufnehmen kann. Führerstand auf einer Stirnseite des Wagens, seitlich verbreitert zur Ermöglichung des Ausblicks auf die Strecke bei Rückwärtsfahrt. Kesselheizfläche 25,5 qm, Ueberhitzerheizfläche 4,6 qm, Rostfläche 0,71 qm, Dampfüberdruck = 16 kg/qcm. Dampfmaschine ist Lokomotivzwillingsmaschine. Zylinderdurchmesser 220 mm, Hub 300 mm. Dauerleistung 80 PS. Wasserinhalt des Kessels etwa 0,8 cbm, Wasservorrat 1,5 cbm, Kohlenvorrat 450 kg. Dienstgewicht (unbesetzt) etwa 21 t. Gröfste Fahrgeschwindigkeit 60 km/st.

Vierachsige Dampftriebwagen haben 40 bis 75 Sitzplätze, ein Gewicht von durchschnittlich 730 kg für einen Sitzplatz, Kesselheizflächen zwischen 30 und 60 qm und Rostflächen zwischen 0,63 und 1,22 qm.

Fahrgeschwindigkeiten in der Regel etwa 50 km/st (max. bis 80 km/st).

c. Triebwagen mit Verbrennungsmaschinen.

Sofortige Betriebsbereitschaft, Rauch- und Staubfreiheit, grofser Aktionsradius bei verhältnismäfsig geringem Vorrat an Betriebsstoff,

billige Heizung des Wagens durch das Kühlwasser, keine langdauernden Kesseluntersuchungen wie bei Dampftriebwagen und kein Zeitverlust für Energieergänzung, wie das Laden der Batterien bei Sammlertriebwagen.

Brennstoffe: Benzin, Benzol (Roh- und Handelsbenzol), Ergin, Spiritus, Gasolin, Petroleum.

a) **Wagen mit mechanischer Arbeitsübertragung** (Zahnradvorgelege oder Kettenübertragung). Die Geschwindigkeitsregelung erfolgt durch Wechselgetriebe. Bei normaler, wirtschaftlicher Umdrehungszahl der Verbrennungsmaschine sind nur wenige, den Stufen des Wechselgetriebes entsprechende Geschwindigkeitsabstufungen möglich. Starke Beanspruchung der Zahnräder beim Ein- und Ausrücken, geräuschvoller Gang des Getriebes. Uebertragung mit Morsekette in Amerika. Motor umsteuerbar. Zwischenschaltung einer Reibungskupplung und vielfach auch eines Zahnradgetriebes mit einer geringen Geschwindigkeit.

b) **Wagen mit elektrischer Arbeitsübertragung,** selten mit parallel geschalteter Arbeitsbatterie.

Die Verbrennungsmaschine ist mit Dynamo gekuppelt, die Strom in die auf den Achsen sitzenden Antriebsmotoren liefert. Die Geschwindigkeitsregelung erfolgt durch Vorschaltwiderstände im Motorstromkreis, durch Reihen- und Parallelschaltung der Motoren, meistens aber durch Spannungsänderung der Dynamomaschine durch Aenderung ihrer Erregung (Leonardschaltung). Im letzteren Fall sind die Antriebsmotoren entweder dauernd parallel geschaltet oder sie arbeiten beim Anfahren in Reihen- und nachher in Parallelschaltung. Die Verbrennungsmaschine arbeitet, solange der Wagen unter Strom fährt, stets mit normaler Umdrehungszahl. Beim stromlosen Lauf oder bei kurzem Stillstand des Wagens wird die Verbrennungsmaschine entweder ganz stillgesetzt (Wiederingangsetzung durch Druckluft), oder sie läuft mit verminderter (etwa halber) Umdrehungszahl (geringere Erschütterung des Wagens und verminderter Brennstoffverbrauch) weiter. — Die Verbrennungsmaschine erfordert Wasserkühlung. Das Kühlwasser wird in besonderem, auf dem Wagendach oder unter dem Wagenfufsboden angebrachtem Kühler mit natürlicher oder mit künstlicher Lüftung zurückgekühlt. Ein Teil des Kühlwassers wird in ein Rohrsystem abgezweigt und dient zur Wagenheizung. Alle wassergefüllten Räume — besonders der Kühlmantel der Maschine — müssen gut entwässert werden können (Frostgefahr).

Beispiel. Vierachsige benzol-elektrische Triebwagen der Preufsischen Staatsbahnen (s. auch Tafel). Wagenkasten (meist 3. und 4. Klasse) mit beiderseitigen Führerständen auf 2 zweiachsigen Drehgestellen. Das Triebdrehgestell hat 2 Hauptstrommotoren. Das Maschinendrehgestell trägt den aus sechszylindriger Verbrennungsmaschine mit unmittelbar gekuppelter Dynamomaschine gebildeten Stromerzeuger in Längsanordnung. Dieser Maschinensatz ruht in besonderem Rahmen gefedert unmittelbar auf den beiden Achsen. (Geringe Erschütterungsübertragung auf den Wagenkasten.) Erregung des Feldes der Dynamo teils durch besondere Erregermaschine, teils aus der Hülfsbatterie.

Jeder Zylinder hat 2 getrennte Zündvorrichtungen. Kühler auf dem Wagendach. Brennstoff in gasdichtem Behälter unter dem Druck eines nicht brennbaren Gases (Feuersicherheit). Hülfsbatterie für Zündung, elektrische Beleuchtung, Druckknopfsicherheitsvorrichtung, elektrische Motorsirene und Motorläutewerk, Heizung durch Kühlwasser und Luftdruckbremse. Bei neueren kräftigen Wagen wird dauernde Verbindung mit Beiwagen, der ebenfalls Führerstand erhält, angewendet.

Brennstoffverbrauch für 1 tkm bei ebener Strecke im gewöhnlichen Betrieb etwa 12 bis 15 g Benzol.

d. Sammlertriebwagen (Akkumulatortriebwagen).

Reinlicher Betrieb, geringe Feuersgefahr, da keine explosiblen Brennstoffe vorhanden, grofse Betriebssicherheit. Nachteile: der durch die Batteriekapazität begrenzte Aktionsradius, die Notwendigkeit besonderer Ladestationen und die Abhängigkeit von diesen, die ungünstige Fahrplanbildung, da Ladezeit vorgesehen werden mufs. Die Wirtschaftlichkeit des Betriebes wird stark beeinflufst von dem Strompreis. Häufige Ueberanstrengung der Batterie steigert ihren Verschleifs und

Triebwagen de[s]

	Fahrbereich des besetzt. Wagens mit 1 Ladung auf wagerechter Bahn bei mittlerer Geschwindigkeit u. mittl. Stationsabstand.	Länge des ganzen Triebwagens über die Puffer gemessen	Fassungsvermögen: Sitzplätze Klasse II.	Sitzplätze Klasse III.	Sitzplätze Klasse IV.	Stehplätze IV.	Im ganzen	Gesamtgewicht, betriebsfähig, leer
	km	m	Reisende					t
Akkumulator-Doppelwagen (ältere Bauart)	100	25,95				**)		∼58,0
dsgl. (neuere Bauart)	130		—	46	36	18 + 8	108	∼62,0
dsgl. (neuere Bauart für grofsen Fahrbereich)	180		(8)	(38)			(max 130)	∼67,6
Dreiteiliger Akkumulatorwagen mit Zwischenwagen IV. Klasse	100	35,80	—	46	72	**) 41 + 8	167	∼80,3
dsgl. mit Zwischenwagen mit III. Klasse, Post- und Gepäckraum	100	38,95	16	40	36	18 + 8	118	∼83,9
dsgl. wie vorstehend	180							∼83,9
Benzol-elektrischer Triebwagen (ältere Bauart)	—	20,75	—	49	***) 26 oder	20	95	∼46,7
dsgl. (neuere Bauart)	—	20,91	—	54 + 5	22	14	95	∼53,0

damit die Unterhaltungskosten erheblich. Fahrbereich bei gegebener Batterie sehr abhängig von der Anstrengung der Batterie (Entladestromstärken), also von Fahrgeschwindigkeit, Streckenverhältnissen, Häufigkeit des Anfahrens und Zuggewicht.

Anordnung. Antrieb meist durch Hauptstrommotoren. Vereinzelt ein oder zwei Nebenschlufsmotoren angewendet, die Stromrückgewinnung beim Anhalten und bei Fahrt im Gefälle ermöglichen. (Geringere Abnutzung der Radreifen und Bremsklötze.) Unterbringung der Batterie

reufsischen Staatsbahnen.

Leergewicht auf 1 Reisenden	Batterie: Art	Batterie: Kapazität bei 3-stündiger Entladung	Batterie: Gewicht	Motoren: Zahl	Motoren: Stundenleistung	Höchstgeschwindigkeit	Bemerkungen
kg		Ampst	t		PS	km/st	
537	Grofsoberflächenplatten. 168 Zellen. 310 Volt mittlere Entladespannung.	368	18,6	*)	80 bis 85		*) 4 Wagen mit je 1 Nebenschlufsmotor von 230 PS Stundenleistung. **) 8 Stehplätze III. oder IV. Kl. im hinteren Führerstande.
574		442	20,0				
626		562	25,5	2	90	60	
480		562	25,5				
711		562	25,5				
711	Masseplatten. 168 Zellen. 310 V m. E.	790	23,5				

Leergewicht auf 1 Reisenden	Verbrennungsmaschine: Zylinder Zahl	Zylinder Durchm.	Hub	Umdr. i. d. Min.	Leistung	Motoren: Zahl	Motoren: Stundenleistung	Höchstgeschwindigkeit	Dynamodauerleistung	Bemerkungen
kg		mm	mm		PSe		PS	km/st	KW	
492	6	170	180	700	100	2	82 bis 85	60	62	***) Je nachdem Führerstand III. oder IV. Klasse vorn.
558	6	210	220	700	170	2	130	70	115	

unter den Sitzbänken (störender Säuregeruch und Gefahr der Beschmutzung der Kleider) oder in besonderen Räumen. Die Ladung und Behandlung der Batterie II. Bd. S. 858 ff.

Der Gesamtwirkungsgrad der Batterie einschliefslich Neuformierung einzelner Zellen und der erforderlichen Ueberladungen ist etwa 0,70. Gröfsere Unterhaltungsarbeiten der Batterie sind das Beseitigen des Schlammes und die Auswechslung der Platten. (Längere Ausbesserungen, die zweckmäfsig mit gröfseren Arbeiten am Wagen vereinigt werden.) Die sonstige elektrische Ausrüstung entspricht der bei Gleichstrombahnen.

Energieverbrauch an den Motorklemmen auf gerader, wagerechter Bahn im gewöhnlichen Betrieb etwa 15 bis 18 Wst für 1 t Zuggewicht und 1 km.

Beispiele.

Vierachsiger Akkumulatortriebwagen der pfälzischen Eisenbahnen. Wagen hat 2 Drehgestelle, 114 Sitzplätze III. Klasse und Stehplätze in den Gängen. Je ein Führerstand mit Schalt-, Mefs- und Bremsgeräten auf jeder Kopfseite des Wagens.

Leergewicht: 45 t, also 395 kg für 1 Sitzplatz.

Batterie: 156 Elemente, Kapazität 250 Ampst. Gewicht der betriebsfertigen Batterie einschl. der Batteriekasten 15 t. Sie liegt unter den Sitzbänken. — Antrieb durch 2 in einem Drehgestell gelagerte Hauptstrommotoren.

Höchstgeschwindigkeit: 55 km/st, normal 45 km/st.

Akkumulatortriebwagen der Preufsischen Staatsbahnen (Tafel). Meist sechsachsige Doppelwagen aus zwei durch Kurzkupplung verbundenen Wagenhälften. Alle Achsen sind Lenkachsen. Je ein Führerstand an jedem Wagenende. Je eine Hälfte der Batterie liegt in besonderem, niedrig gehaltenem Batterieraum vor jedem Führerstand. Batterieräume durch Schiebedeckel verschlossen. Ladung der Batterien in Parallel- oder Hintereinanderschaltung beider Batteriehälften möglich. Es sind Doppelwagen mit drei verschiedenen Batteriegröfsen sowie auch dreiteilige Wagen vorhanden, bei denen ein zweiachsiger Mittelwagen, der meist die Antriebsmotoren aufnimmt, mit beiderseitiger Kurzkupplung zwischen die Einzelwagen eines Doppelwagens gestellt ist.

Alle Wagen haben Luftdruckbremse mit elektrisch angetriebener Druckpumpe, elektrische Beleuchtung, Prefskohlenheizung und eine mit der Fahrkurbel in Verbindung stehende Druckknopfsicherheitsvorrichtung, elektrische Motorsirene und Motorläutewerk. Die Antriebsmotoren arbeiten in Reihenparallelschaltung. Die Schaltung des Hauptstroms geschieht bei einem Teil der Wagen unmittelbar durch die Fahrwalze, bei einem anderen mittelbar durch Fernschalter (Schützensteuerung). Im letzteren Fall Kupplung mehrerer Wagen mit Steuerung vom vordersten Führerstande aus möglich.

5. Wagen.*)

a. Wagenlänge, Radstände und Ueberhänge.

1. TV. § 125 schreibt vor:

a) Bei Wagen mit steifen Achsen oder Lenkachsen mit Pufferscheiben von weniger als 400 mm Durchm. (§ 77 Abs. 2)

*) Vgl. TV., BO., Grz.; ferner „Die Eisenbahntechnik der Gegenwart", „Das deutsche Eisenbahnwesen der Gegenwart" und für amerikanische Wagen „The Car Builder's Dictionary".

Radstand	3	4	4,5	5	6	7	8	9	10	m,
Gröfste Wagenlänge (üb. d. Puffer gemessen)	7,2	9,2	10,2	11,1	12,0	12,8	13,6	14,4	15,2	„ ,
Gröfster Ueberhang (üb. d. Puffer gemessen)	2,35	2,85	3,05	30,5	3,00	2,90	2,80	2,70	2,60	„ .

Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.

Werden Pufferscheiben von mindestens 400 mm Durchm. angewendet, so können bei Wagen mit Radständen von 6 m und darüber die Wagenlängen bis zu 0,8 m und die Ueberhänge bis zu 400 mm gröfser genommen werden.

b) Bei Drehgestellwagen mit seitlichem Ausschlag der Drehzapfen (Wiegen) aus der Mittelstellung bis einschliefslich 25 mm jederseits und mit Pufferscheiben von weniger als 430 mm Durchm. (§ 77 Abs. 2)

Bei einem Drehzapfenabstande von	Gröfste Wagenlänge (über die Puffer gemessen)			Gröfster Ueberhang (über die Puffer gemessen)		
	bei einem Drehgestellradstande von					
	1,5 m und darunter	2,5 m	3,5 m und darüber	1,5 m und darunter	2,5 m	3,5 m und darüber
m	m	m	m	mm	mm	mm
8,0	16,70	16,84	16,98	4350	4420	4490
9,0	17,20	17,34	17,48	4100	4170	4240
10,0	17,80	17,94	18,08	3900	3970	4040
11,0	18,40	18,54	18,68	3700	3770	3840
12,0	19,00	19,14	19,28	3500	3570	3640
13,0	19,60	19,74	19,88	3300	3370	3440
14,0	20,30	20,44	20,58	3150	3220	3290
15,0	21,00	21,14	21,28	3000	3070	3140
16,0	21,70	21,84	21,98	2850	2920	2990

Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.

Bei Wagen mit Drehzapfenabständen von 9 m und darüber können bei Verwendung von Pufferscheiben von mindestens 430 mm und weniger als 450 mm Durchm. die Wagenlängen bis zu 0,5 m und die Ueberhänge bis zu 250 mm, bei Verwendung von Pufferscheiben von mindestens 450 mm Durchm. die Wagenlängen bis zu 0,8 m und die Ueberhänge bis zu 400 mm gröfser genommen werden.

Beträgt bei Drehgestellwagen der seitliche Ausschlag der Wiegen aus der Mittelstellung mehr als 25 bis 50 mm einschliefslich, so sind für je 1 mm Mehrbetrag des Seitenspiels die nach Abs. 1b zulässigen Wagenlängen um 0,04 m, die gröfsten Ueberhänge um 20 mm zu vermindern.

Für Wagen mit Faltenbälgen und für Wagen mit Uebergangsbrücken für den durchgehenden Verkehr (§ 136 Abs. 1) sind die Wagenlängen und Ueberhänge nach Abs. 1 u. 2 als Höchstmafse bindend.

Fallen die Mitten des Wagenkastens oder der Ladefläche und des Untergestelles nicht zusammen, so soll die Mitte des Radstandes so weit

gegen die Ladungsmitte verschoben sein, dafs mindestens bei Beladung mit dem halben Ladegewicht die Endachsen oder Drehgestelle gleich belastet werden.

2. Fester Radstand.

Radstand. Der kleinste zulässige feste Radstand auf Hauptbahnen ist 2,5 m, der gröfste bei neuen Fahrzeugen 4,5 m (BO. § 30; TV.* § 118; TE. § 2). Sind mehr als zwei Achsen in gemeinsamem Rahmen gelagert, so müssen bei Radstand > 4 m die Mittelachsen derart verschiebbar sein, dafs Krümmungen mit 180 m Halbm. (nach TE. § 2: 150 m Halbm.) befahren werden können (BO. § 30). Der gröfste zulässige feste Radstand der Wagen richtet sich nach den kleinsten Bahnkrümmungen auf freier Strecke. TV. § 118 empfehlen:

Krümmungshalbmesser in m . . .		180	210	250	300	400	500
Gröfster fester Radstand in m	mit Rücksicht auf Abnutzung	3,9	4,3	4,6	5,1	5,9	6,6
	mit Rücksicht auf Betriebsicherheit	4,5	4,9	5,4	6,0	7,2	7,8

Der Radstand der Güterwagen soll nicht über 4.5 m betragen, sofern keine Lenkachsen vorhanden sind (TV. § 118). Die Anwendung von Lenkachsen wird (selbst für kleine Radstände) dringend empfohlen; doch soll bei ihnen mit Rücksicht auf die Betriebsicherheit der Radstand von 9 m bei 180 m und von 10 m bei 210 m Halbm. der Krümmungen nicht überschritten werden. Für lange und schwere Wagen sind Drehgestelle besonders geeignet (TV. § 118).

Für Lokalbahnen wird in Grz. § 78 empfohlen:

Krümmungshalbmesser	25	40	50	75	100	125	150	180	210	250	300 m
Gröfster fester Radstand	1,4	1,8	2,0	2,5	2,9	3,3	3,6	3,9	4,3	4,6	5,1 m

Die Betriebsicherheit wird nicht gefährdet, wenn mäfsig gröfsere Radstände als die vorstehenden angewendet werden; bei Lenkachswagen kann der Radstand auf das Doppelte vergröfsert werden.

Die Anwendung von Lenkachswagen oder Drehgestellen ist zu empfehlen. Vollspurige Lenkachswagen sollen nach den Bestimmungen der TV.* § 119 bis 122 (S. 865 u. 870) gebaut werden (Grz. § 78).

b. Breiten- und Höhenmafse.

1. Gemäfs BO. § 28 (Abb. 100 S. 824) ausgezogene Linie links. Unter 130 mm über S.-O. dürfen auch bei gröfster Abnutzung der Radreifen und beladenen Wagen (u. zw. in mindestens 50 mm seitlicher Entfernung von der Umgrenzungslinie des lichten Raumes) nur herabreichen bis höchstens 50 mm über S.-O.: die durch die Radreifen gedeckten Teile, wie Bahnräumer, Bremsklötze, Sandstreuer (vgl. auch TV.* § 116[3] I. Nachtrag); bis höchstens 75 mm über S.-O.: Kupplungen und Notketten. Diese müssen jedoch auf 130 mm Abstand eingeschraubt oder aufgehängt werden können. — Die losen Teile (Signalscheiben, Laternen, Leinenhaspel) müssen innerhalb der in Abb. 100 (S. 824), hierfür gekennzeichneten Umgrenzungslinie bleiben. Die in der durchgehenden Flucht der Langwände von Personen-, Post- und Gepäckwagen liegenden Türen dürfen bei Mittelstellung der Fahrzeuge im geraden Gleise die

Umgrenzung des lichten Raumes um 50 mm überschreiten. Andere Türen solcher Wagen müssen innerhalb der Umgrenzungslinie bleiben.

Einschränkungen der Breitenmafse sind für das Durchfahren einer Krümmung von 180 m Halbm. zu bestimmen (BO. § 28).

2. **Nach TV.* § 116** gilt bei Ruhestellung des Wagens im geraden Gleise die Umgrenzungslinie nach Abb. 100 (S. 824) rechts. Teile, die unter 130 mm über S.-O. reichen dürfen, wie in BO. § 28. Die Fufsbretter der Bremsersitze dürfen nicht höher als 2,85 m über S.-O. liegen.

Nach TV.* § 117 müssen mit Rücksicht auf das Durchfahren von Krümmungen die **Breitenmafse** des § 116 **eingeschränkt** werden, dafs in Krümmungen mit einem Halbmesser von 180 m die auf Blatt XVI der TV. gezeichnete Spielraumlinie nicht überschritten wird. — In der Höhe von 430 bis 1270 mm über S.-O. müssen diese Breiteneinschränkungen mindestens die nachstehend unter a, b und c angegebenen Gröfsen haben:

a. Für Wagen mit steifen Achsen oder mit Vereins-Lenkachsen.

In der Entfernung von der Endachse	Einschränkung der gröfsten Gesamtbreite in mm									
	zwischen den Endachsen bei dem Radstande in m			über die Endachsen hinaus bei dem Radstande in m						
m	6	8	10	2,5	3	4	5	6	8	10
0,5	0	6	14	16	10	1	0	0	0	0
1,0	0	15	30	35	22	5	0	0	2	9
1,5	0	21	44	55	45	35	32	33	41	51
2,0	0	25	55	102	88	75	71	72	82	96
2,5	0	25	63	.	.	117	112	114	126	144
3,0	0	23	68	.	.	.	156	158	173	195
3,5	.	18	70	.	.	.	.	205	222	248
4,0	.	10	70	.	.	.	.	.	275	304
4,5	.	.	66	.	.	.	.	.	330	363
5,0	.	.	60	.	.	.	.	.	.	425

b. Für Wagen mit Drehgestellen bis zu 2,5 m Radstand
(auch gültig für Ladungen auf Wagenpaaren bei Wagenradstand bis zu 2,5 m).

In der Entfernung vom Drehzapfen	Einschränkung der gröfsten Gesamtbreite in mm												Unterschied der Einschränkungen für 1 m Entfernung der Drehzapfen
	zwischen den Drehzapfen, bei deren Entfernung in m						über den Drehzapfen hinaus, bei der Entfernung der Drehzapfen in m						
m	7	8	10	15	20	36	7	8	10	15	20	36	m
1,0	0	0	0	6	31	111	0	0	0	0	0	41	5,00
2,0	0	0	18	71	125	297	0	0	0	37	91	263	10,74
3,0	0	13	46	128	210	472	18	34	67	149	231	493	16,40
4,0	.	18	62	173	283	636	95	117	161	271	382	735	22,06
5,0	.	.	69	208	346	789	186	213	268	407	545	987	27,68
6,0	.	.	.	233	400	936	.	.	.	.	.	.	33,50

(Die Angaben für 7,0 bis 18,0 m Entfernung vom Drehzapfen sind hier fortgelassen.)

Für einen beliebigen Drehzapfenabstand läfst sich die Einschränkung aus der bis 36 m angegebenen finden unter Benutzung der in der letzten Spalte enthaltenen Unterschiede.

c. Für Wagen mit Drehgestellen von mehr als 2,5 m Radstand

sind die Einschränkungen unter b. zwischen den Drehzapfen zu vergröfsern, über die Drehzapfen hinaus um gleichviel zu verkleinern, u. zw. nach folgender Angabe:

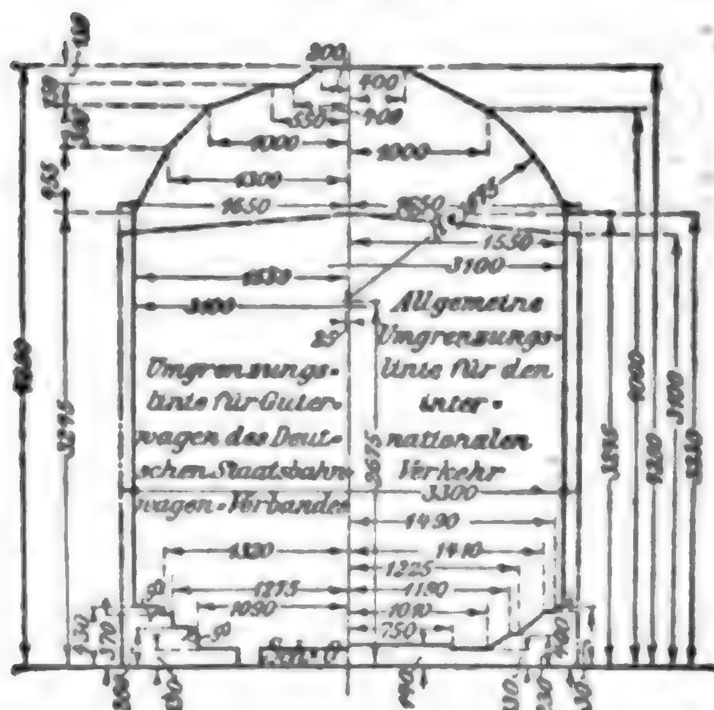
bei 3,5 m Radstand der Drehgestelle	8 mm Aenderung,		
„ 4,5 „ „ „ „	19 „ „		
„ 5,5 „ „ „ „	34 „ „		
„ 6,5 „ „ „ „	50 „ „		

Die vorstehenden Einschränkungen der Gesamtbreiten können in der Höhe von 1170 bis 3476,5 mm über S.-O. um 40 mm, in der Höhe von 3476,5 bis 4650 mm über S.-O. um 10 mm vermindert werden.

Einschränkungen der Breiten, die bei Wagen mit Drehgestellen durch eine Seitenbeweglichkeit des Drehzapfens (Wiege) bedingt sein können, sind besonders zu berücksichtigen (T V.* § 117).

3. Für **Güterwagen** des Deutschen **Staatsbahnwagenverbandes** gilt die Umgrenzungslinie nach Abb. 104, ausgezogene Linie links.

Abb. 104.



—— Umgrenzungslinie der Güterwagen für den Verkehr auf Kohlenzechen

4. **Güterwagen,** die ohne besondere Prüfung ihrer Querschnittsmafse auf alle dem **Internationalen Verkehr** dienenden Linien, mit Ausnahme der ausdrücklich ausgenommenen Strecken, übergehen können und als Transitwagen bezeichnet werden sollen, müssen folgenden Bedingungen entsprechen:

α) Sie müssen bei ihrer Mittelstellung im geraden Gleise im Stillstande mit allen dem Federspiele folgenden Teilen innerhalb der in Abb. 104 ausgezogenen Linie rechts gezeichneten Begrenzungslinie verbleiben; die dem Federspiele nicht folgenden Wagenteile (Achsbüchsen usw.) dürfen diese Begrenzungslinie um 15 mm, parallel zur Mittelachse dieser Linie gemessen, überragen.

Vor dem Jahre 1915 erbaute Wagen mit Hebelbremsen, deren Hebel in der Tieflage (Bremsstellung) die Begrenzungslinie nach Abb. 104, ausgezogene Linie rechts, überschreiten, können als Transitwagen bezeichnet werden, wenn diese Hebel in der Hochlage (Lösestellung) innerhalb der genannten Begrenzungslinie verbleiben.

β) Die gröfsten nach dieser Begrenzungslinie zulässigen Breitenabmessungen solcher Wagen müssen derart eingeschränkt sein, dafs kein Teil des Wagens bei dessen ungünstigster Stellung in einem Gleise von 1,465 m Spurweite und mit der Krümmung von 250 m Halbm. die Begrenzungslinie mehr als um den Wert k überragt. Die Ueberragung ist parallel zur Schienenebene zu messen, wobei die Achse der Begrenzungslinie senkrecht zur Schienenebene und in der Mitte zwischen beiden Schienen stehend anzunehmen ist.

γ) Diese Einschränkungen sind nach folgenden Formeln zu berechnen:

$$E_i = \frac{an - n^2}{500} + \frac{1{,}465 - d}{2} + q + w + \frac{p^2}{2000} - k + d \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

$$E_a = \frac{an + n^2}{500} + \left(\frac{1{,}465 - d}{2} + q + w\right)\frac{2n + a}{a} - \frac{p^2}{2000} - k + \beta. \quad (2)$$

In diesen Formeln bedeutet:

E_i = innere Einschränkung, d. h. zulässiger kleinster Abstand eines zwischen den Endachsen oder Drehzapfen liegenden Wagenpunktes von der in Abb. 104, ausgezogene Linie rechts, gezeichneten Begrenzungslinie in m;

E_a = äufsere Einschränkung, d. h. zulässiger kleinster Abstand eines über die Endachsen oder Drehzapfen liegenden Wagenpunktes von der in Abb. 104, ausgezogene Linie rechts, gezeichneten Begrenzungslinie in m;

a = Radstand, d. h. Entfernung der Endachsen oder Drehzapfen in m,

n = Abstand des betrachteten Wagenquerschnittes von der nächstgelegenen Endachse oder vom nächstgelegenen Drehzapfen in m,

d = Entfernung von Aufsenkante zu Aufsenkante der Spurkränze bei gröfster Abnutzung in m, gemessen 10 mm aufserhalb der beiden in einer Entfernung von 1500 mm voneinander anzunehmenden Laufkreise,

q = mögliche Querverschiebung zwischen Lagerschale und Achsschenkel, aus der Mittellage heraus nach jeder Seite, zusätzlich derjenigen zwischen Achshalter und Achsbüchse bei gröfster Abnutzung in m;

w = mögliche Querverschiebung von Drehgestellzapfen und Wiege aus der Mittellage heraus nach jeder Seite in m;

p = Drehgestellradstand, d. h. Entfernung der Endachsen der einzelnen Drehgestelle in m;

k = { 0,075 für Teile, die 430 mm und mehr über Schienenoberkante liegen,
0,025 für Teile, die weniger als 430 mm über Schienenoberkante liegen;

$$d = 0, \text{ wenn } \ldots\ldots\; an - n^2 + \frac{p^2}{4} \leqq 100,$$

$$= \frac{1}{750}\left(an - n^2 + \frac{p^2}{4} - 100\right), \text{ wenn } an - n^2 + \frac{p^2}{4} > 100;$$

$$= 0, \text{ wenn } \ldots\ldots\; an + n^2 - \frac{p^2}{4} \leqq 120,$$

$$= \frac{1}{750}\left(an + n^2 - \frac{p^2}{4} - 120\right), \text{ wenn } an + n^2 - \frac{p^2}{4} > 120.$$

5. Bei **Güterwagen,** die für den Verkehr auf **Kohlenzechen** bestimmt sind, mufs die Umgrenzungslinie gemäfs Abb. 104, S. 866 beachtet werden.

6. Für **Lokalbahnen** bestimmt Grz. § 77 folgendes:

Alle Abmessungen vollspuriger Wagen sollen höchstens die laut TV. § 116 u. 117 gestattete Umgrenzungslinie erreichen. Alle Abmessungen schmalspuriger Wagen sollen innerhalb der in Grz. § 49 für schmalspurige Lokomotiven vorgeschriebenen Umgrenzungslinie bleiben.

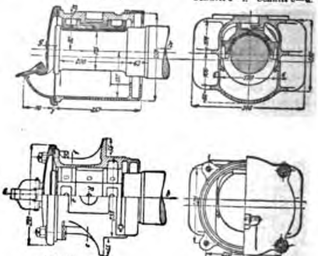
Vorkehrungen gegen eine Gefährdung der Reisenden durch seitliches Hinausbeugen, wie TV. § 116. Die Türflügel der nach aufsen aufschlagenden Türen der Seitenwände sollen nicht über die Umgrenzungslinie des lichten Raumes hinausragen. Fufsbretter der erhöhten Bremsersitze mindestens 1,95 m unter der oberen Grenzlinie des lichten Raumes. Auf tunnelreichen Zahnradbahnen sind erhöhte Bremsersitze mit Rücksicht auf die Rauchbelästigung zu vermeiden.

c. Bauart.

1. **Radsätze** vgl. S. 806 ff.
2. **Achsbüchsen.** TV. § 129, Grz. § 79. Zweiteilig oder neuerdings

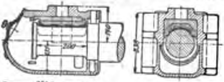
Abb. 105 bis 108. Achsbüchse für Güterwagen.

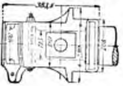
Schnitt a—b. Schnitt e—f. Schnitt c—d.



Schnitt g—h.

Abb. 109 bis 111. Achsbüchse für Personenwagen.





meistens einteilig. Schmiermittel von unten oder von oben und unten zugeführt. Abb. 105 bis 108 zeigen die geschlossene Achsbüchse der preufsischen Staatsbahn für Personenwagen, Abb. 109 bis 111 diejenige des deutschen Staatsbahnwagenverbandes für Güterwagen. Bei beiden Lager aus Rotgufs mit Weifsgufsspiegel.

Baustoff der Personenwagen-Achsbüchsen Gufseisen, der Güterwagen-Achsbüchsen Flufseisengufs.

Lagerfutter: Rotgufs oder Weifsmetall.

Digitized by Google

Rollen- und Kugellager ergeben im allgemeinen wegen hoher Beschaffungskosten keine wesentlichen Vorteile, für Bahnmeisterwagen zu empfehlen.

Schmiermittel: Rüböl und Mineralöl. Die Fugen in den Achsbüchsen sind möglichst dicht zu verschliefsen, um Verluste von Schmierstoff und Eindringen von Staub zu verhüten (Lösewitzer Dichtungsring*).

3. **Achshalter (Achsgabeln)** aus Flacheisen von 70 bis 80 mm Breite und 15 bis 20 mm Stärke, mit gleichstarken Streben, neuerdings aus etwa 8 mm starken Prefsblechen, unten durch angeschraubten Steg verbunden, an den Gleitstellen der Achsbüchse stählerne Führungsleisten.

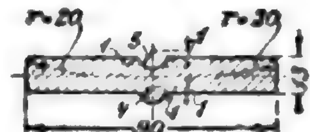
4. **Tragfedern.** Alle Wagen müssen mit Tragfedern versehen sein (B O. § 37, TV.* § 130, TE. § 19, Grz. § 80).

Blattstärke $\overline{\overline{<}}$ 13 mm, Länge bei Güterwagen mindestens 1000, bei Personenwagen mindestens 1500 mm.

Die Federn werden als geschichtete Dreieckfedern durch aufeinanderliegende Blätter gebildet (I. Bd. S. 594ff.).

Federbunde warm aufgezogen. Neuerdings Befestigung der Federn im Bund mittels Keil und eingedrückter Warze. Federblatt der preufsischen Normen 90 × 13 mm nebenstehenden Querschnitts (Abb. 112). Aufhängung der Federn geschieht in Gehängen mit Laschen von 100 mm Länge bei Güterwagen oder durch Kettenglieder von 120 bis 160 mm Länge bei Personenwagen.

Abb. 112.



Bei Drehgestellen amerikanischer Bauart Schraubenfedern.

5. **Lenkachsen, Verschiebbarkeit der Mittelachsen.** Vereinslenkachsen sind Wagenachsen, die Einstellung nach dem Krümmungsmittelpunkt gestatten. Zu unterscheiden sind:

a) Nach der Art der Einstellung: freie Lenkachsen, bei denen jede Achse eines Wagens sich unabhängig von den übrigen radial einstellen kann, gekuppelte Lenkachsen, die derart miteinander verbunden sind, dafs sie sich nur gleichzeitig und symmetrisch zur Mitte des Radstandes einstellen können;

b) nach der Fahrgeschwindigkeit: Gruppe A, unbeschränkt für alle Geschwindigkeiten; Gruppe B, beschränkt, für Geschwindigkeiten bis höchstens 50 km/st.

Bedingungen für Uebergangsfähigkeit der Wagen mit Vereinslenkachsen T V. § 119 bis 123.

Bei Wagen mit mehr als zwei Achsen in einem gemeinsamen Rahmen mufs die Mittelachse eine dem Krümmungshalbmesser $R = 180$ m entsprechende Querverschiebbarkeit erhalten, falls die Räder der Mittelachsen Spurkränze besitzen und die Entfernung der Endachsen mehr als 4 m beträgt. Bei **dreiachsigen Wagen** mufs bei Radstand r die Querverschiebbarkeit a der Mittelachse mindestens betragen:

r in m . .	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5	8,0	8,5	9,0	9,5	10,0
a in mm .	5	9	13	17	21	26	32	37	43	49	56	63

Besitzen die Endachsen eine Querverschiebbarkeit, so ist es zulässig, die vorstehenden Mafse a um den Betrag der Querverschiebbarkeit einer Endachse aus ihrer Mittelstellung zu vermindern.

*) Gl. A. 1890, Bd. 27 S. 31.

Mittelachsen mit Rädern ohne Spurkränze dürfen keine besondere Querverschiebbarkeit haben (Grz. § 78, Abs. 5 u. 6).

6. Drehgestelle. Drehgestelle der **Güterwagen** aus Flacheisen zusammengenietet oder neuerdings aus Prefsblechen, der **Personenwagen** fast durchweg aus Prefsblechen; Radstand der Drehgestelle gröfser als Spurweite. Personenwagendrehgestelle neuerdings nach amerikanischem System mit Schwanenhalsträgern und Schraubenfederauflagerung.

7. Untergestelle. Bei Güter-, Post- und Personenwagen mit besonderem Untergestell wird letzteres aus U-Eisen und Winkeleisen zusammengenietet und besteht in der Hauptsache aus den beiden Hauptlängsträgern, die durch die Kopfstücke und eine Anzahl Querträger miteinander verbunden sind. Versteifung durch Schrägstreben und Flacheisen-Diagonalverstrebungen.

Bei langen Untergestellen, insbesondere bei Drehgestellwagen, Anwendung von Sprengwerken unter den Langträgern.

8. Oberkasten und innere Einrichtungen.

I. Personen-, Post- und Gepäckwagen.

Personenwagen werden als Abteilwagen oder als Durchgangwagen gebaut

Länge eines Abteils (in der Längsrichtung des Wagens) mit zwei Sitzreihen in der I. Klasse 2 bis 2,15 m, in der II. und III. Klasse 0,1 bis 0,2 bezw. 0,3 bis 0,5 m weniger. (Preufs. Norm. 2,1 bis 2,17, 1,995 bis 2,04 und 1,55 bis 1,627 m.) Der freie Raum zwischen den Sitzen 0,51 bis 0,66 m, für Stadtbahnverkehr bis 0,81 m, Sitzhöhe 0,45 bis 0,47 m über dem Fufsboden.

Kastengerippe meist aus Holz (Eiche), lange Rahmenhölzer aus Pitchpineholz, neuerdings auch aus Eisen. Wandstärke bei leichtester Bauart 50 bis 65 mm, bei D-Wagen 85 mm, bei Salonwagen mit Doppelfenstern und Jalousien bis 105 mm. Breite der Wandsäulen 70 bis 120 mm, unter Umständen verstärkt durch Winkeleisen und eiserne Wandkasten, zwischen den Säulen Querriegel.

Verbindung der einzelnen Hölzer durch Verzapfung und geschmiedete oder geprefste Blechwinkel. Dachspriegel aus Eiche oder Esche aus naturkrummem Holz, teilweise durch Flacheisen verstärkt, gebogen oder dreifach verleimt.

Wagen ohne besonderes eisernes Untergestell erhalten selbsttragende Wände entweder mit Holz-Eisen-Fachwerk oder durch tragendes entsprechend starkes armiertes Bekleidungsblech unter den Fenstern. Wandverschalung innen durch Holz 10 bis 15 mm stark, aufsen meist Blech $1^1/_2$ bis $2^1/_2$ mm stark oder Holz (Teakholz 10 bis 12 mm stark). Boden meist doppelt verschalt, 20 und 25 mm stark, Dachbretter mit Nut und Bandeisenfeder 20 bis 25 mm stark. Innenverschalung 10 mm, Zwischenwände meist 30 mm stark, Türen im Lichten 0,6 bis 0,7 m breit, 1,7 bis 2 m hoch. Aufsentüren müssen doppelte Verschlufsvorrichtung haben, von denen eine ein Vor- oder Einreiber sein mufs. Bei Lokalbahnen genügt einfacher Verschlufs (BO. § 39, vgl. auch TV. § 137, Grz. § 82). Abmessung der Dornverschlüsse TV.* § 137. Grz. § 82

Im Inneren an den Türen Fingerschutzleisten (BO. § 39, TV. § 137, Grz. § 82). An den Fenstern Schutzvorrichtungen gegen Hinausbeugen,

Warnungsanschriften, die bei mehr als 2,9 m Kastenbreite vorhanden sein müssen (BO. § 39, TV.* § 116, Grz. § 77).

Gepäckwagen für Personenzüge 2-, 3- und 4-achsig, für Güterzüge 2-achsig, erhalten neben Gepäckabteil neuerdings meist besonderes Zugführerabteil. Fufsboden des Zugführerabteils mitunter teilweise überhöht. Der unter dieser Ueberhöhung bleibende Raum wird als Hundeabteil oder zum Unterbringen von Werkzeugen und Hülfsmitteln bei Zugtrennungen (vgl. TV. § 163, Grz. § 99) benutzt. Gepäckabteil erhält seitliche Schiebetüren. Bei Packwagen für internationalen Verkehr noch eine besondere Abteilung, die mit zollsicherem Verschlufs versehen werden kann. Gepäckwagen haben stets Bremse und neuerdings meist Abort.

Bei den **Postwagen** besondere Räume für den Brief- und Paketdienst. Seitentüren als doppelflügelige Drehtüren ausgebildet, auch in den Längswänden der D-Zug-Postwagen mit Seitengang; unter dem Fufsboden bisweilen auch noch Kasten für Zeitungen und Briefbeutel.

Fenster. Herablafsbare Fenster in Holzrahmen oder vorteilhaft in Metallrahmen mit Gewichtsausgleichvorrichtung und oberen Lüftungsklappen, Breite 600 bis 1000 mm bei normalen preufsischen Personen- und D-Zugwagen.

Trittbretter. Unterstes bei 1040 mm Pufferstand etwa 600 mm über S.-O. Steighöhe 28 bis 33 cm, unterstes bei Abteilwagen durchgehend als Laufbrett, reicht bis an die Umgrenzungslinie der festen Teile (Abs. b). Zu beachten BO. § 34, TV.* § 135.

Für Uebergangsbrücken und Faltenbalgen (D-Züge) vgl. TV.* § 136, wegen Notbremse und Notsignal TV.* § 132, wegen Dachlaufbretter TV.* § 135.

Beleuchtung. Beleuchtung durch Gas aus einem oder mehreren Gasbehältern (BO. § 39, TV. § 166, Grz. § 100, II. Bd. S. 817 u. 834).

D-Zug-Schlaf- und Postwagen erhalten neuerdings elektrische Beleuchtung durch Akkumulatoren.

Heizung. Heizung bei Nebenbahnwagen durch Prefskohlen, sonst durch Dampf (vereinigte Hoch- und Niederdruck-Dampfheizung) bei allen Personen-, Post- und D-Zugwagen oder durch Warmwasser vorwiegend bei Schlaf- und Salonwagen. Dampfentnahme von der Lokomotive oder von besonders mitgeführten Heizkesselwagen. Die Postwagen erhalten neben der Dampfheizung noch Ofenheizung.

Dampfspannung in der Hauptleitung 4 bis 6 at, Verbindung der Wagen durch Schlauchkupplung (TV. § 82). Neigung der Leitungsrohre von Wagenmitte nach Ende 1 : 100.

Erforderliche Heizfläche auf 1 cbm Rauminhalt

bei Ofenheizung . . .	0,02 qm,	bei Dampfheizung	0,10 bis 0,15 qm,
bei Luftheizung . . .	0,03 „ ,	bei Warmwasserheizung . . .	0,15 „ 0,25 „ .
bei Prefskohlenheizung .	0,13 „ ,		

Lüftung. Lüftung durch Klappen oder Schieber an der Decke oder im Oberlichtaufbau, Absaugen verbrauchter Luft durch Sauger (Potsdamer, Grove-, Torpedo- oder Wendler-Sauger).

II. Güterwagen. Sämtliche Güterwagen des deutschen Staatsbahnwagenverbandes werden gleichartig gebaut, und zwar unter Zugrunde-

legung von für alle Wagen gemeinsam gültigen Musterblättern. Bis jetzt bestehen folgende Einheitsmuster:

1.	Offene Güterwagen . . .	von	15 t	Ladegewicht n. Bl.	A 1.
2.	Bedeckte Güterwagen . .	„	15 t	„ „ „	A 2.
3.	4-achs. Schienenwagen . .	„	35 t	„ „ „	A 3.
4.	Rungenwagen	„	15 t	„ „ „	A 4.
5.	Holzwagen	„	15 t	„ „ „	A 5.
6.	Kohlenwagen	„	15 t	„ „ „	A 6.
7.	Kalkwagen	„	15 t	„ „ „	A 7.
8.	Doppelb. Viehwagen . .	„	15 t	„ „ „	A 8.
9.	Grofsräumiger bed. Güterwagen (Hohlglaswagen) .	„	15 t	„ „ „	A 9.
10.	Off. Güterwagen	„	20 t	„ „ „	A 10.
11.	2-achs. Schienenwagen . .	„	15 t	„ „ „	A 11.

Fufsboden $\geqq$ 170 mm über den Puffermitten, ausgenommen Wagen für besondere Zwecke (B O. § 40). Nach T V. § 126 soll bei Pufferhöhe 1,040 $\pm$ 0,025 m die Fufsbodenhöhe 1,22 m über S.-O. betragen.

Bedeckte Güterwagen. Lichte Kastenhöhe mindestens 2 m, lichte Kastenbreite mindestens 2,4 m (T V. § 128), Kastengerippe ähnlich wie Personenwagen, aus Holz, neuerdings vielfach aus Eisen.

Bodenbelag: querliegende Kiefernbohlen 50 bis 60 mm stark, unmittelbar auf dem Untergestell befestigt. Seiten- und Stirnwandungen, U-Eisen an Konsolen der Langträger bezw. an den Kopfstücken befestigt. Wände Kiefernholz, gespundet, 20 bis 40 mm dick. Schiebetüren mit Zollverschlufseinrichtung.

Offene Güterwagen. Offene Güterwagen, im allgemeinen wie die bedeckten gebaut, aber auch fast vollständig aus Prefsteilen; eiserne Wände 5 bis 6 mm stark, Buckelplatten oder, wenn hölzerne, Verschalung, 30 bis 50 mm stark, zweiflügelige Drehtüren, lichte Weite etwa 1,5 m, Stirnwände entweder heraushebbar oder meist oben drehbar gelagert; Verschlufs durch Daumenwelle. Höhe der Seitenwände bis zu 2 m (letzteres bei Wagen für Grofsvieh).

Plattformwagen (meist ohne Seitenwände) sind mit aushebbaren oder umklappbaren Rungen versehen. Drehgestelle aus Prefsblechen oder Diamond-Bauart, mit Blattfedern oder je acht kegelförmigen Spiralfedern aus Flachstahl, gestatten vollständige Kreisbewegung (wichtig wegen Beförderung über kurze Drehscheiben).

Langholzwagen erhalten je einen Drehschemel, zwei solcher Wagen werden durch starre Kuppelstange, 4 und 2 m lang (vgl. TV. § 134 u. 168), miteinander verbunden.

Kalkdeckelwagen ähnlich den eisernen Kohlenwagen, aber mit wasserdicht schliefsenden Deckeln (sechs Stück, Blechdicke 2 mm, Buckelplatten).

III. Wagen für besondere Zwecke.

Wagen mit Traggestell für besonders grofse Gegenstände, Schwungräder, Spiegelscheiben usw.

Trichterwagen für Kohlen, Erze u. dgl. mit schrägen Wänden, Bodenklappen oder Seitenklappen.

Behälterwagen zur Beförderung von Flüssigkeiten (Teer, Säuren, Petroleum, Wein) und von Gas, mit topf-, becken- oder kesselförmigen Behältern.

Bauwagen für Neubauzwecke, mit niedrigen, umklappbaren Seitenwänden, meist aus älteren, offenen Wagen hergestellt.

Hülfswagen für Aufräumarbeiten, meist bedeckte Güterwagen mit entsprechender Ausrüstung.

Kranwagen mit Kran von 5 bis 50 t Tragfähigkeit ausgestattet.

Bahnmeisterwagen als niedrige Plattformwagen, Plattform etwa 2 m lang, 1,8 m breit.

IV. Bezeichnung der Wagen.

Ueber die an Wagen anzubringenden Anschriften und Bezeichnungen vgl. B O. § 42, T V.* § 140, T E. § 25, Grz. § 84.

Für Anschriften an Personenwagen werden neuerdings fast durchweg Emailleschilder verwendet.

V. Wagengewichte.

Zur überschläglichen Berechnung der Wagengewichte in Tonnen dienen folgende Angaben:

Es beträgt das Gewicht von

Schlafwagen $1{,}9\,l + 2\,a$,
D-Zug-, Personen- und Postwagen $1{,}7\,l + 2\,b$,
vierachsigen Abteil-Personen- und Postwagen $1{,}4\,l + 2\,b$,
zwei- und dreiachsigen Abteil-Personen-, Post- und Durchgangswagen $1{,}4\,l + 2$ bezw. $3\,c$,
bedeckten Güterwagen, eisernen Kohlenwagen $0{,}8\,l + 2\,c$,
offenen Güterwagen $0{,}7\,l + 2\,c$,
vierachsigen Schienenwagen $0{,}7\,l + 2\,d$.

Hierin bezeichnet l die Wagenkastenlänge in m, $a = 9{,}7$, $b = 6{,}3$ und $d = 4{,}0$ das Drehgestellgewicht in t, $c = 1{,}4$ das Radsatzgewicht + Achsbüchse und Federn in t.

Beispiel: Ein vierachsiger D-Zugwagen von 18 m Kastenlänge wiegt etwa $1{,}7 \cdot 18 + 2 \cdot 6{,}3 = 43{,}2$ t.

C. Eisenbahnwerkstättenanlagen.*)

a. Allgemeines.

1. Untersuchungszeiträume der Fahrzeuge. Lokomotiven und Triebwagen mindestens alle drei Jahre. — Innere Untersuchung des Lokomotivkessels erstmalig nach acht, später alle sechs Jahre. — Personen-, Gepäck-, Post- und Güterwagen in Schnellzügen laufend längstens alle sechs Monate; die übrigen Personen-, Gepäck- und Postwagen längstens alle Jahre, Güterwagen und Tender spätestens alle drei Jahre. Solange ein Wagen nicht 30 000 km durchlaufen hat, können die Fristen von sechs Monaten und einem Jahr bis zur Dauer von drei Jahren überschritten werden. — Die preufs.-hess. Staatsbahnen schreiben vor für Schnellzugwagen: Laufweg 40 000 km (unter ungünstigen Verhältnissen kann Laufweg auf 30 000 km eingeschränkt werden), Laufzeit 6 Monate; Personenzugwagen: Laufweg 55 000 km (unter ungünstigen Verhältnissen 45 000 km), Laufzeit 12 Monate.

2. Leistungen der Fahrzeuge. Jährliche Leistung einer Lokomotive (einschl. Leerfahrten, Verschiebedienst, 1 st = 10 km usw.) bei grofsen Verwaltungen 40 000 bis 49 000 km, davon 26 000 bis 34 000 Nutz-km, bei kleinen und kleinsten Verwaltungen je nach Ausnutzungsmöglichkeit 9600 bis 64 500 bzw. 6200 bis 61 000 km. Mittlere und gröfste Jahresleistungen bei Zwischen- oder Mehrfachbesetzung bei

*) Vgl. auch Abschn. Fabrikanlagen. S. 431 ff.

Schnellzuglokomotiven . .	70 bis 90 000 km bzw.	110 000 km,
Personenzuglokomotiven .	50 „ 70 000 „ „	90 000 „ ,
Güterzuglokomotiven . .	30 „ 45 000 „ „	60 000 „ ,

bei günstigen Verhältnissen und kurzen Ausbesserungszeiten auch noch höhere Werte.

Weg einer Personenwagenachse durchschnittlich etwa 48 000 bis 55 000 km, einer Gepäckwagenachse 49 000 bis 55 000 km, einer Güterwagenachse 16 000 bis 18 000 km im Jahre.

3. **Ausbesserungsdauer** der Fahrzeuge ist abhängig von ihrer Bauart, von ihrer Inanspruchnahme im Betriebe, von der Belastung und Ausrüstung der Werkstätten und den Arbeitsverfahren.

Mittelwerte	für Ausbesserung	für Untersuchung
der Lokomotiven . . .	20 bis 30 Tage,	70 bis 90 Tage,
der Personenwagen . .	3,6 „ 4,2 „ ,	14 „ 18 „ ,
der Post- u. Gepäckwagen	6 „ 8 „ ,	24 „ 28 „ ,
der Güterwagen . . .	5 „ 8 „ ,	15 „ 20 „ .

4. **Unterhaltungskosten**, d. h. Unterhaltung, Erneuerung und Ergänzung, aber ausschliefslich Leitung und Unterhaltung der dazu nötigen Werkstätten: für Lokomotiven bei den deutschen Staatsbahnen (1912) 13,8 ₰ für das Lokomotiv-km, 21,7 ₰ für das Nutz-km. Diese Zahlen können für Lokomotiven von etwa 65 000 ℳ Wert gelten; teurere oder billigere Lokomotiven verhältnismäfsig mehr oder weniger. Für Lokomotiven kleinerer Verwaltungen kann bei etwa 30 000 ℳ Wert 12 ₰ für das Lokomotiv-km angenommen werden; für Personen- und Gepäckwagen bzw. Güter- und Arbeitswagen der Staatsbahnen etwa 7,75 bzw. 4,79 ₰ für 1000 Achs-km, für die kleineren Verwaltungen etwa 5,75 bzw. 4,5 ₰.

b. Ort, Einteilung und Gröfse der Werkstätten.

1. Gröfsere **Eisenbahnwerkstätten** an Hauptverkehrspunkten, wo annähernd gleichmäfsiger Zuflufs von auszubessernden Fahrzeugen vorhanden. Anlage von grofsen Werkstätten ist der von mehreren kleinen vorzuziehen. Herstellung von Massenartikeln, z. B. Nieten, Schrauben usw., zur Preisüberwachung und für dringenden Bedarf in einzelnen Werkstätten einer Verwaltung zweckmäfsig.*)

2. **Einteilung der Werkstätten** bei den preufs.-hess. Staatsbahnen:

Hauptwerkstätten (für alle und besonders umfangreiche Ausbesserungen),

Nebenwerkstätten (für alle Ausbesserungen),

Betriebswerkstätten (für kleinere laufende und schleunige Ausbesserungen, besonders während der Betriebspausen) s. S. 805.

3. **Gröfse der Werkstätten.** T V. § 63 empfehlen für Hauptbahnen **bedeckte Arbeitsräume** für 25 % der der Werkstätte zur Unterhaltung zugewiesenen Lokomotiven, für 10 % der Personenwagen und mindestens 3 % der Güterwagen. Aufserdem sollen noch **im Freien** 5 % der sämtlichen Wagen auf den Gleisen innerhalb der

*) Rother, Allg. B. 1906 S. 62 bis 68, Ueber Bau und Einrichtung von Eisenbahnwerkstätten.

Einfriedigung der Werkstätte Platz finden. (Diese Zahlen sind als Gröfstwerte anzusehen; der tatsächliche Ausbesserungsstand beträgt in Deutschland nur 16 bis 18, bei hoher Beanspruchung bis 20 % bei Lokomotiven, 8 bis 10 % bei Tendern, 8 bis 10 % bei Personen- und 3 bis 4 % bei Güterwagen.) Bei Bahnen mit mittelstarkem Verkehr kann man auch 30 bis 45 qm bedeckten Raum auf 1 km Bahnlänge rechnen.

Gröfsenbemessung unter Berücksichtigung der durch die in nächster Zeit zu erwartende Verkehrssteigerung bedingten dauernden Vermehrung der Fahrzeuge.

Vermehrung bei den preufs.-hess. Staatsbahnen im Durchschnitt der letzten 10 Jahre bei Lokomotiven etwa 4 %, bei den Personenwagenachsen etwa 6 %, bei Gepäckwagenachsen etwa 6 % und bei Güterwagenachsen etwa 4 % jährlich.

Die Möglichkeit einer Erweiterung der Werkstätten ist zu berücksichtigen. Schnelle und sichere Zu- und Abfuhr der Fahrzeuge durch Bahnhofsanlagen möglichst wenig hindern (Probefahrten), aufserdem vom Zu- und Abgang der Arbeiter und Strafsenfuhrwerke trennen. Besondere Zufuhrgleise für Lokomotiven und Wagen, erstere mit Drehscheibe verbunden.

4. Anzahl der Werkstättenarbeiter.*)

	Für die der Werkstatt zur Unterhaltung zugeteilten Fahrzeuge	Für die in der Werkstatt stehenden Fahrzeuge
für 1 Lokomotive	1,3 bis 1,8	7 bis 13
„ 1 Post- oder Personenwagen	0,2 „ 0,4	2 „ 4
„ 1 Gepäck- oder Güterwagen	0,03 „ 0,06	0,7 „ 1,5

In reinen Lokomotivwerkstätten sind im Durchschnitt für einen Stand (einschl. Lackier- und Anheizstände) 6 bis 7,5 Arbeiter, in reinen Wagenwerkstätten 2,5 bis 3,75 Arbeiter ausreichend.

Die Arbeiter verteilen sich in % auf die einzelnen Abteilungen etwa wie folgt:

Arbeiter	In einer Lokomotivwerkstätte	In einer Wagenwerkstätte	In einer Werkstätte für Oberbau usw.
Schlosser	46	30	50
Schmiede, Kesselschmiede	17	9	14
Dreher, Hobler und Bohrer	16	8	18
Klempner, Glaser, Giefser und Kupferschmiede	3	3,5	.
Lackierer, Anstreicher	1,5	11	2
Tischler, Stellmacher	bis 1	20	.
Sattler, Tapezierer, Plannäher	.	6	.
Hülfsarbeiter	15,5	12,5	16

An Aufsichtsbeamten für 30 bis 50 Arbeiter ein Werkführer oder Vorarbeiter, für 90 bis 120 Arbeiter ein Werkmeister.

*) Nach Troske (E. T. d. G. Abschnitt Werkstätten, S. 757; vgl. auch Oppermann, Gl. A. 1889 u. 1890.

e. Werkstattabteilungen und Grundrifsarten.

1. Erforderliche Räume: Lokomotivwerkstatt, Kesselschmiede, Kesselklopfschuppen, vereinzelt besondere Tenderwerkstatt, Heizrohrwerkstatt, Anheizraum; Wagenwerkstatt, Drehgestellwerkstatt, Wagenuntersuchungsschuppen, Dreherei, Räderwerkstatt, Werkstatt für Werkzeuganfertigung, Schmiede, Kupferschmiede, Gelbgiefserei (bei einzelnen Werkstätten auch Eisengiefserei) mit Modellschuppen, Stellmacherei, Tischlerei (auch für Modelle), Lackiererei, Firnisküche, Sattlerei und Tapeziererei, Klempnerei, Glaserei, Metallputzraum, Abteilung für Herstellung und Ausbesserung von Weichen, Stellwerkanlagen, mechanischen und elektrischen Einrichtungen, Abkocherei für Achsbuchsen usw., Desinfektionsanstalt, Holztrockenanlage, Wiegeschuppen, Inventarienkammer.

Aufserdem: Hauptmagazin, Eisenlager, Holzschuppen, Wasserstation mit Turm, Kohlenbansen, Altmaterialbansen, Achsenparke, Maschinen- und Kesselhaus, Verwaltungsgebäude, Spritzenhaus, Pförtnerhaus, Wasch- und Ankleideräume, Speisesaal, Aborte, Badeeinrichtungen. Dienstwohngebäude für Vorstände und für die Mannschaften zur Bewachung, zum Feuerlöschdienst und zur Besetzung der Hülfszüge; bei gröfserer Entfernung von der Stadt besondere Kolonien.

Räume so nebeneinanderlegen, dafs Arbeitsstücke möglichst kleine Wege zurücklegen und Vergröfserung auch der einzelnen Arbeitsräume leicht möglich ist.

2. Für die Anordnung der Werkstätten zueinander ist ihre Gröfse und nicht zum wenigsten das Gelände mafsgebend.

Hauptarten der **Grundrifsanordnung.**

α) Trennung in einzelne Gebäude: Grofse, rechteckige, getrennte Gebäude für die Lokomotiv- und Wagenausbesserung; Schmiede und Kesselschmiede, Dreherei, Holzbearbeitung, Lackiererei usw. ebenfalls in besonderen, getrennten Gebäuden. Vorteile: Leichteste Vergröfserungsfähigkeit der ganzen Anlage, gute Tagesbeleuchtung; gröfster Schutz gegen allseitige Feuersgefahr. Nachteile: Hohe Baukosten; hohe Beförderungskosten der Gegenstände von Gebäude zu Gebäude; Unübersichtlichkeit; mehrere Betriebsmaschinen und Heizkesselanlagen erforderlich. (Beispiele: Leinhausen, Tempelhof, Dortmund.)

β) ⊔-förmige Anordnung: Zwei symmetrische Flügelbauten für Lokomotiv- und Wagenausbesserung durch die Dreherei usw. verbunden. Vorteile: Die beiden Hauptabteilungen sind zweckmäfsig getrennt; einfache Erweiterung, gute Uebersichtlichkeit. Nachteile: Hohe Baukosten und schwierige Erwärmung wegen grofser Entwicklung der Umfassungswände. (Beispiele: Witten, Grunewald, Karlsruhe.)

γ) Rostförmige Anordnung: Grofses Rechteck mit mehreren Innenhöfen zum Aufstellen von Achsen usw.; auf der einen Seite Lokomotiv-, auf der anderen Wagenabteilung, dazwischen Dreherei und im Mittelbau die Schmiede. Vorteile: Bequeme Verbindung und kurze Wege für die Baustoffe; leichte Uebersicht; gute Beleuchtung durch Seitenfenster. Nachteile: Beschränkte Erweiterungsfähigkeit; Innenhöfe bei Feuer unzugänglich. (Beispiele: Marburg, Lingen.)

δ) Ungegliederte Anordnung: Ein einziger oder (wie in Danzig, Posen) für Lokomotiv- und Wagenabteilung je ein besonderer, recht-

eckiger Raum für alle Werkstätten; hierin Schmiede, Holzbearbeitung, Sattlerei, Verwaltungsräume usw. durch Zwischenwände abgeschlossen. Vorteile: Geringe Anlage- und Unterhaltungskosten der Gebäude; leichte Erwärmung; kurze Verbindungswege; beste Uebersichtlichkeit und Erweiterungsfähigkeit. Nachteil: Grofse Feuersgefahr für die ganze Anlage, daher für grofse Werkstätten nicht zu empfehlen. (Beispiele: Breslau [Oberschles. Bahn], Recklinghausen, Glasgow [Caledon. Bahn].)

d. Werkstättengebäude und Zubehör.

1. **Hochbauten** der besseren Uebersicht halber meist einstöckig und mit Oberlicht. Bei zweistöckigen Gebäuden vorzugsweise Kleindreherei, Tapeziererei und Sattlerei im Obergeschofs. Ausführung im allgemeinen s. S. 278 ff., Tore s. Lokomotiv- und Wagenschuppen S. 798 u. 803.

2. **Fufsboden** der Dreherei aus Holz, in den anderen Werkstätten wenigstens an den Arbeitsständen Bohlen- oder Holzklotzpflaster; für den übrigen Teil Steinplatten, Beton mit Zementbelag oder Asphalt. An Stellen, wo grofser Druck vorkommt, starke Bohlen oder besser Klotzpflaster. — Für Werkstätten, in denen mit Feuer gearbeitet wird (Schmiede, Giefserei, Kupferschmiede), Lehm-Estrich mit Zusatz von Hammerschlag, auch Kopfsteinpflaster oder Beton. In der Lackiererei Steinplatten, Backsteine, besser Asphalt- oder Zementfufsboden (gute Reinigung, Staubsicherheit). Fufsbodenhöhe in S.-O.; Abschlufs des Fufsbodens gegen Schiene durch Winkeleisen oder umgekehrte Schiene, beim Verschieben der Lokomotiven mit Brechstangen wird er sonst schnell zerstört; Beton wird durch Oel angegriffen.

3. **Beleuchtung:** Natürliche durch grofse Fenster und Oberlichtaufbauten. Künstliche s. II. Bd. S. 833. Steckdosen bei den einzelnen Ständen.

4. **Heizung** der Werkstättenräume (s. auch S. 462) meist durch Dampf, selten durch warme Luft oder Oefen. 10 bis 12° C, in der Lackiererei 15 bis 20° C und darüber. Schmiede bedarf keiner, Giefserei (hauptsächlich Formerei) und Kupferschmiede nur geringer Heizung. Benutzung des Abdampfes der Betriebsmaschine und der Dampfhämmer nur bei kleinen Anlagen zu empfehlen, da weite Rohre erforderlich; bei grofsen Anlagen Frischdampf unter Rückgewinnung des Niederschlagwassers. Zur Dampferzeugung bisweilen ausgemusterte Lokomotivkessel, mit 4 bis 6 at arbeitend; Abdampf unter Dampf eingehender Lokomotiven kann unter Umständen für Heizung und Abkocherei noch wirtschaftlich ausgenutzt werden. — In Nordamerika häufig Luftheizung (Sturtevant).*)

5. **Lüftung** durch Klappfenster in etwa 2 m Höhe und durch geeignete Dachausbildung, namentlich in der Schmiede, Giefserei, Kupferschmiede ausreichend; vereinzelt künstliche Lüftung.

6. **Wasserleitung** (Wassergewinnung usw. s. S. 790). Am besten Ringleitung mit absperrbaren Teilstrecken. Frost und Erschütterungen bedingen für die Rohre 1,3 bis 1,5 m Tiefe unter S.-O. Aufserhalb der Gebäude in 25 m Entfernung von den Wänden Wasserpfosten mit orts-

*) Luftheizung in Kopenhagen, Organ 1910 S. 197.

üblichem Feuerwehrgewinde, innen neben den Umfassungsmauern oder quer unter den Ständen verlegt. Für je zwei Lokomotivstände ein Wasseranschlufs; am Eingang zur Werkstatt, vor den Toren der Lokomotivhalle Wasserkrane und Reinigungsgruben; reichlicher Wasseranschlufs in Nähe der Holzlager, Holzbearbeitungswerkstätten und Modellager. Bei Wasser aus Reinigungsanlagen oder offenen Gewässern besondere Trinkwasserleitung.

7. Feuerlöscheinrichtungen, d. h. Hydranten mit Schläuchen und Mundstücken, Feuermelder in den einzelnen Abteilungen, Alarmeinrichtungen für Mannschaften, in hochliegenden Stockwerken besondere Rettungsleitern, vor allem genügende Wassermengen mit dem der Höhe der Gebäude entsprechenden Druck sind erforderlich. Für grofse Werkstätten ständige Feuerwehr (auch Nachtposten). Besondere Feuerstrafsen sind stets freizuhalten.

8. Entwässerung am besten durch unterirdischen, besteigbaren Querkanal (0,6 . 1,4 m) in jedem zweiten Schiffe. In die Kanäle können auch Wasser-, Prefsluft-, Dampf-, Gas- usw. Leitungen gelegt werden. Bei Anschlufs an Kanalisation sind grofse Schlammsammler erforderlich.

9. Gleisanlagen für die Zu- und Abfuhr der Fahrzeuge und zur Verbindung der einzelnen Abteilungen miteinander und mit den Magazinen. Getrennte Gleise für ankommende und abgehende Wagen; Aufstellungsgleis für Probezug; ferner für Aushülfsdrehgestelle der Personenwagen, für ausgemusterte Fahrzeuge, fertige Tender, Güterwagenausbesserung. Achsenhof (mit Kran) zur Aufstellung der Aushülfsachsen und -radreifen.

Schmalspurgleise möglichst weit verzweigt, neben jedem zweiten Gleise der Wagenwerkstätten. Binderanordnung daher möglichst nur über jedem zweiten Gleise bei Lokomotiv- und Wagenhallen, um für Lagerung und schnelle Beförderung der Bauteile Platz zu haben.

Hängebahnen neuerdings mit guten Erfolg statt Schmalspurgleisanlagen (Meiningen).

e. Allgemeine maschinelle Einrichtungen.

1. Kraftwerk möglichst im Schwerpunkte des Kraftbedarfs. Errichtung von Dampfkraftwerken meist am wirtschaftlichsten, weil Dampf auch noch für Dampfhämmer, Abkocherei, Luftpumpenprüfanlage, Tischlerei, Holztrocknung, Heizung usw. erforderlich. Bei grofsen Anlagen — vielen Dampfhämmern usw. — empfiehlt sich Verwendung des Abdampfes zum Abkochen der Maschinenteile, zum Vorwärmen des Speisewassers, zum Betrieb von Abdampfinjektoren usw.*) Auch die Aufstellung von Abdampfturbinen kann wirtschaftliche Vorteile bieten.

Sorgfältiger Wärmeschutz der Dampfleitungen und Flanschen bei grofser Ausdehnung des Netzes erforderlich.

Wo elektrischer Strom nicht sehr billig, eigene elektrische Anlage, die durch Uebernahme der Bahnhofsbeleuchtung möglichst auszunutzen ist. Antrieb der Dynamos auch mit Dieselmotoren, Kraftgasmaschinen (Generatoren mit Rauchkammerlöschefeuerung) je nach Brennstoffpreisen. Bei Berechnung der Wirtschaftlichkeit ist Ausdehnung der Werkstättenanlagen und Versorgung der Nebenbetriebe mit Dampf zu berück-

*) Z. d. V. d. I. 1908 S. 687 ff.

sichtigen. Bei Bezug der Elektrizität oder bei deren Erzeugung ohne Kesselanlage ist der für Nebenzwecke erforderliche Dampf dann durch kleine konzessionsfreie Kessel zu liefern. Schmiedehämmer, in diesem Falle elektrisch betrieben (Lufthämmer), oder Schmiedepressen.

Kraftverbrauch kann überschläglich zu 0,6 PS für jede Arbeitsmaschine der Eisenbearbeitung und zu 1,7 PS für jede der kleineren Holzbearbeitungsmaschinen angenommen werden, wenn etwa 70 % sämtlicher Maschinen gleichzeitig in Betrieb sind. Radsatzbänke u. dgl. besonders rechnen.

2. **Kraftversorgung:** Dreherei Hauptwellenleitung durch Betriebsmaschine angetrieben. Einzeln stehende Werkzeugmaschinen, Holzbearbeitungs-, Schleifmaschinen, Maschinen für Sonderzwecke erhalten, wenn Gruppenantrieb nicht besondere Vorteile verspricht, mit Rücksicht auf Sonntags- und Ueberstundenarbeit elektrischen Einzelantrieb. Schiebebühnen, Drehscheiben, Krane, Aufzüge elektrisch betrieben. Ausgedehntes Leitungsnetz für Antrieb beweglicher Arbeitsmaschinen und fahrbarer Motoren.

Prefsluft für Klopf-, Stemm-, Börtel- und Meifselarbeiten. Ferner zum Stauchen der Stehbolzen, für Hebezeuge, zum Reinigen der Wagen, zum Prüfen der Luftbremseinrichtungen, Reinigen der Wasserrohre bei Wasserrohr-, der Heiz-, Rauch- und Ueberhitzerrohre bei Lokomotivkesseln, zum Antrieb von Kniehebelnietmaschinen, wo kein Prefswasser vorhanden, zum Reinigen der Gufsteile in Giefsereien, zum Formen usw.; im allgemeinen unwirtschaftlich beim Betriebe von umlaufenden Werkzeugen, Schmiedefeuern, Schmiedehämmern, Werkzeugmaschinen. Für umlaufende Werkzeuge besser elektrischer Antrieb, Schmiedehämmer als elektrisch betriebene Lufthämmer. Prefsluftleitungen hinsichtlich Druckverluste nachrechnen (zweckmäfsig Ringleitung) und besonders sorgfältig und zugänglich verlegen, da Undichtheiten nicht wie bei Dampf leicht sichtbar.

Für Luft-, Gas-, Wasser- usw. Leitungen zur leichten Kennzeichnung verschiedenfarbiger Anstrich zweckmäfsig.

Windleitungen, wo häufig Nietarbeiten ausgeführt werden, jedenfalls in Kesselschmiede und Hammerschmiede.

3. Ausgedehnte **Hebevorrichtungen** für neuzeitlichen Betrieb, besonders in der Lokomotivhalle erforderlich, weil Schnelligkeit, Genauigkeit der Arbeiten und damit auch Wirtschaftlichkeit gehoben wird. Ueberschlagsgewichte von Lokomotivteilen:

Es wiegen	Bei den 2 *B-SLv*	Bei den 2 *B-HSL*	Bei den *D-GLv*	Bei den 1 *C-GTL* (Dr. Kraufs)
	der Preufsischen Staatsbahnen			
	kg	kg	kg	kg
1. Laufachse mit Achsbüchse .	1 650	1 700	—	1 890
2. " " " .	1 650	1 700	—	—
1. gek. Achse " " .	Tr 3 950	Tr 4 250	2 470	2 800

Es wiegen	Bei den 2*B-SLv*	Bei den 2*B-HSL*	Bei den *D-GLe*	Bei den 1 *C-GTL* (Dr. Kra…
	der Preufsischen Staatsbahnen			
	kg	kg	kg	kg
2. gek. Achse mit Achsbüchse .	3 750	4 050	2 470	Tr 3050
3. „ „ „ „ .	—	—	Tr 3 050	2 520
4. „ „ „ „ .	—	—	2 470	—
Kessel einschl. Feuerbüchse .	12 800	14 300	13 350	10 250
Armatur .	2 900	3 000	3 100	2 200
(Kupferne Feuerbüchse allein)	(1 950)	(1 900)	(1 700)	(1 650
Regler, Rohre, Rauchkammer	1 100	2 650	1 150	800
Zylinder und Triebwerk .	4 600	4 550	5 500	9 200
Steuerung . .	1 200	800	1 480	1 200
Rahmen und Zubehör .	8 400	9 650	8 200	10 600
Führerhaus und Umlauf .	2 250	2 300	2 100	1 800
Bekleidungen, Sandkasten usw.	1 050	1 100	1 050	900
Züge, Handstangen . .	290	400	290	180
Bremse (Luftdruck)	1 600	1 500	(Dampf) 670	(Hand) 850
Drehgestell .	1 380	1 450	—	—
Dampfheizung .	105	105	—	—
Wasser- und Kohlenkasten .	—	—	—	2 450

1 Staatsbahnwagen-Verbands-Radsatz wiegt ~ 1150 kg.

4. Grofse Werkstätten erhalten eigene **Verschiebelokomotiven.** Akkumulator- oder feuerlose Lokomotiven oft zweckmäfsig (Einmannbesetzung). Elektrisch betriebene **Spills** an gewissen Stellen empfehlenswert.

Hängebahnen zur Verbindung von Dreherei mit den übrigen Hallen bieten bisweilen Vorteile.

Gleiswagen (Zentesimalwagen) möglichst im Ausgangsgleis (ohne Gleisunterbrechung); aufserdem in Nähe des Lagerraumes und der Altmaterialbansen. Wägeeinrichtungen s. auch S. 806.

f. Anordnung und Einrichtung der Werkstattsabteilungen.

1. Lokomotivwerkstatt. Alle Stände erhalten Arbeitsgruben (s. S. 800). Standlänge ohne den Raum für Werkbänke je nach Länge der Lokomotiven 12 bis 16 m, neuere Ausführungen 18 m, um noch Drehgestelle vor der Lokomotive untersuchen oder Achsen aufstellen zu können. Zwischen Wand und Arbeitsgrubenrand etwa 3,5 bis 5 m für Werkbänke und möglichst auch Schmalspurgleis. Zwischen Arbeitsgrube und Schiebebühnenrand 1,5 bis 2,5 m als Verkehrsweg. Abstand der Stände v. M. z. M. 5,5 m, besser 6 bis 7 m, um Putztische, Abstellgleise für Achsen und Einzelteile zwischen den Lokomotiven aufstellen und lagern zu können. Länge der mit Aufziehvorrichtung auszurüstenden Schiebebühne 12 m (S. 786). Entfernung der Säulenreihen zu beiden Seiten der Schiebebühnengrube mindestens 12,5 m. Laufkrane 12 bis 15 m Spannweite.

Höhe von S.-O bis Dachbinder-Auflager etwa 6 bis 7 m, in Laufkran-Schiffen rd. 2 m mehr; Halle ohne Schiebebühne etwa 12 m hoch, um Lokomotiven übereinander zu heben und zu bewegen; Lokomotiven mit Schornsteinen müssen beim Achswechsel etwa 1,6 bis 1,8 m gehoben werden können.

Besondere Stände zum Auf- und Abnehmen der Führerhäuser zweckmäfsig; wenigstens ein Stand zum Anheizen möglichst mit den unter „Lokomotivschuppen" (S. 798) angegebenen Einrichtungen.

Für eine Lokomotive etwa 4 **Schraubstöcke** in 1,5 m Entfernung voneinander an Werkbänken (etwa 0,8 m breit und 0,8 m hoch). Einzelschmiedefeuer neben Feldschmieden für kleinere Arbeiten. Aufserdem kleine Bohrmaschinen, Blechscheren, Schleifsteine usw.

Zum Heben der Lokomotiven von den Achsen **Windeböcke** 10, 12,5 bis 15 t von Hand oder elektrisch angetrieben (für Tender 5 t) und neuerdings elektrische **Laufkrane** von 45 bis 80 t Tragfähigkeit; zum Herausnehmen der Kessel bei Windeböcken ebenfalls Laufkrane (12, 20 bis 25 t); zum Auswechseln einzelner Achsen **Achssenken** zweckmäfsig (S. 802).

Einbringen der Lokomotiven mittels Schiebebühnen (S. 786) oder Laufkrane auf den Stand (Lokomotiven übereinander querverschoben bei Querständen oder längs- und querverschoben bei Langständen; letztere Anordnung vielfach in Amerika, in Europa selten, z. B. Tempelhof, Trier). Für einzelne Achsen auch besondere kleine Schiebebühnen (ohne Laufgrube).*) Leichte Laufkrane oder Hülfswinden an schweren Kranen zum Anbringen und Befördern der Einzelteile (Zylinder, Führerhäuser, Dome, Schornsteine, Schieber usw.).

Zum Feststellen der Raddrücke der Lokomotiven besondere Wägevorrichtungen (S. 806).

Stände für einzelne **Tender** wie für Lokomotiven eingerichtet; für jeden Tender 7,0 bis 7,5 m Länge. Für Drehgestelle besonderer Platz.

2. Kesselschmiede gewöhnlich für mehrere Werkstätten. Kleinere Arbeiten in Lokomotivwerkstatt durch Kesselschmiedekolonnen. Standentfernung etwa 5 bis 6 m bei etwa 10 bis 14 m Länge. Anzahl der Stände etwa 2,5 bis 4 % der zugewiesenen Lokomotiven. (Höhere Zahl bei schlechtem Kesselspeisewasser.) Befördern der Kessel mittels Laufkrane (Tragfähigkeit etwa 20 t u. mehr). Höhe bis Dachbinderauflager etwa 8,5 m. Raum für Werkzeugmaschinen, Feuer u. dgl. besonders bemessen. Für Wasserdruckproben möglichst besonderer Stand mit Reinigungsgrube. Für die schweren Werkzeugmaschinen Drehkrane. Windleitung für Nietöfen; Prefsluftleitung für Stemmarbeiten, elektrische Leitung zu den einzelnen Ständen. In gröfseren Werkstätten besondere hydraulische Nietanlage. Werkzeugmaschinen: Grofse und kleine Bohrmaschinen, Blechschere und Stanze, Blechkantenhobelmaschine, Fräsmaschinen, Stofsmaschinen für Bodenringe, Türlochringe usw. Plandrehbänke für Rohrwände, Rauchkammertüren, Winkelringe usw., Kaltsäge, Stehbolzendrehbänke, feste und fahrbare Kesselbohrmaschinen, Richtplatten, Nietfeuer usw. Ferner Kesselwagen und Rollböcke, Nietgerüste nach Bedarf.

In der meist abgetrennten Kümpelei Glühofen, Polterfeuer, Schmiedefeuer, Blechbiegemaschine usw.

*) Ferner O. f. F. 1885 S. 273.

3. Gerätekammer zur Aufnahme und Wiederinstandsetzung der Lokomotivausrüstungsteile (Feuergeräte, Winden, Werkzeuge, Signalmittel, Laternen, Oelkannen usw.). Lage derart, dafs ein- und ausgehende Lokomotiven ohne grofse Wege bedient werden können.

4. Wagenwerkstatt. Der rechteckige Raum wird durch eine (möglichst unversenkte) Schiebebühnenanlage (Grubenbreite 8 bis 9 m, bei Drehgestellwagen 18,5 bis 20 m oder auch zwei kleinere nebeneinanderliegende Schiebebühnen) in zwei Teile zerlegt, beiderseitig Stände für 1 bis 3 Wagen (S. 803). Die Personenwagenstände sämtlich, die Güterwagenstände zur Hälfte mit Arbeitsgruben versehen. Abstand der Stände v. M. z. M. 5,3 bis 6,0 m; für Triebwagen bis 7,0 m zur Lagerung der Motoren usw. — Höhe von S.-O. bis Dachbinder-Auflager etwa 5,6 m. (Arbeiter müssen noch auf Dächern hochgehobener Wagen arbeiten können.)

Zum Heben und Senken der Wagen Windeböcke (5 bis 10 t). Kuttruffsche Hebeböcke bedürfen keiner Querträger.*) Für Drehgestellwagen ortfeste Hebeeinrichtungen mit Wasserdruck oder elektrischem Antrieb.

Die Stände für Untersuchung der Personen-, Gepäck- und Postwagen erhalten Anschlufs an Prefsluft-, Gas- und Dampf- und elektrischen Leitungen zur Prüfung der Bremsen, Beleuchtungs- und Heizeinrichtungen.

Schmiedefeuer, Schleifsteine, Bohrmaschinen, Blechscheren neben den meist an den Umfassungswänden aufzustellenden Werkbänken.

5. Wagenuntersuchungsschuppen bisweilen zunächst den Zufuhrgleisen, besonders für Güterwagenuntersuchung. Allseits geschlossene einfache Schuppen besser als nur überdeckte. Lagerraum für Vorratsstücke erforderlich.

6. Desinfektionsanlagen. Reinigung der Güterwagen auf den Bahnhöfen (Viehwagenwäsche), die der Personenwagen mit Prefsluft und Saugern wie in den Wagenschuppen (S. 803). Für die Bekämpfung der ansteckenden Krankheiten im Eisenbahnverkehr besondere Anweisungen entsprechend den Bestimmungen im Gesetz betr. die Bekämpfung gemeingefährlicher Krankheiten (vom 30. Juni 1900)**). Zu dem Zweck gut verschliefsbare Kammern, in denen unter Einführung von etwas Dampf (mit 0,05 bis 0,20 at Spannung) eine Wärme von 80 bis 90° C erzeugt und 2 bis 3 Stunden gehalten wird. In Potsdam besonderer Behälter (Patent Pintsch), dessen Innenraum mit den eingeschobenen Wagen durch Dampfheizung auf 40 bis 50° C erwärmt, in dem dann bei einer Luftverdünnung von 70 bis 74 cm Quecksilbersäule Formalin schnell verdampft wird, dessen Dämpfe beim Zulassen der Luft mit in die Poren eingesogen werden und Desinfektion bewirken. Anlage dient gleichzeitig zum Trocknen gewaschener Polster oder Holz.

7. Dreherei erhält gewöhnlich in der Mitte ein Gleis zur Beförderung der Achsen und zu beiden Seiten die Werkzeugmaschinen, und zwar die gröfseren in der Nähe der Betriebsmaschine. Die Arbeitsstücke sollen nur kurze Wege zurücklegen, möglichst nur in einer Richtung.

Fläche der Dreherei $F = 1^1/_4$ bis $1^1/_2$ derjenigen der Schmiede, oder $F = 3{,}6\,L + 2{,}0\,W$ (nach Oppermann), oder $F = 2{,}9\,L + 2{,}2\,W$

*) O. f. F. 1903 S. 26.

**) Schumacher, Die Desinfektion der Eisenbahn-Personenwagen in den Werkstätten, Gl. A. 1910 I S. 29 bis 36.

(nach Troske), oder $F = 3$ qm für jeden Wagen + 25 qm für jeden Lokomotivstand (nach Fränkel).*) (L = Arbeiteranzahl der Lokomotiv-, W diejenige der Wagenwerkstatt.)**)

Besondere Drehereigebäude bei neueren Anlagen seltener, Werkzeugmaschinen in Anbauten der Lokomotiv- und Wagenhallen, sowie an deren Umfassungswänden oder leichtere bei hohen Mittelhallen auch auf Seitengalerien in Nebenschiffen.

Zum Aufbringen der Radsätze auf die Radsatzdrehbänke Träger mit Laufkatzen für elektrischen oder Prefsluftantrieb. In neueren Hallen auch Laufkrane. Zur Beförderung schwerer Gegenstände Schmalspurbahnen, Hängebahnen oder vereinzelt auch fahrbare Drehkrane.

In sehr grofsen Werkstätten getrennte Drehereien für Lokomotiv- und Wagenausbesserung.

Ausrüstung: Drehbänke, Fräsmaschinen, Hobel- und Stofsmaschinen, Schleifmaschinen, Plandrehbänke, Radsatzbänke, Kurbelzapfendrehbank.

Leistung neuerer Radsatzbänke: Gröfste Schnittgeschwindigkeit ~ 12 bis 16 m/min. Anzahl der täglich abgedrehten Wagenradsätze 6 bis 9 bis 13 Stück. Drehzeit für einen Radsatz je nach Bauart 25 bis 60 min; Zeit zum Auf- und Abbringen 13 bis 20 min.

Nahe der Dreherei, wegen des Geräusches in besonderem Raum übrige **Räderwerkstatt** mit Luft-(Yeakley-)Hammer oder Walzen zum Befestigen der Sprengringe; hydraulische Räderpresse. Anwärmen der Radreifen zum Warmaufziehen mit Generatorgasheizung***) oder mit Leuchtgas-Luftgemisch.

Zum Einsetzen der Achsen mit Radsternen in die Radreifen meist Drehkran, seltener Laufkran.

8. Schmiede hoch und luftig zu bauen; Höhe bis Dachbinderauflager 5 bis 7,5 m. Mit Rücksicht auf Rauchbelästigung, Feuersgefahr in besonderem Gebäude gemeinsam für Lokomotiv- und Wagenausbesserung.

Auf etwa 30 Arbeiter ein Feuer, das einschl. des Raumes für Dampfhämmer, Pressen u. dgl. 40 bis 60 qm Fläche erfordert. Für Federschmiede etwa 100 bis 150 qm einschl. des Raumes für Federbad und Prüfmaschine.

Rauchabführung der Einzelfeuer an den Wänden durch gemauerte, in der Mitte meist durch eiserne Schornsteine; gemeinsame Rauchabführung empfehlenswert; gröfsere Herstellungskosten, dafür eine reinere Luft in der Werkstatt und für die Umgebung keine Rauchbelästigung.

Ambosse etwa 100 bis 150 kg schwer, 760 mm über Fufsboden im Abstande von mindestens 2,5 m voneinander.

Drehkrane mit Laufkatze, seltener Laufkrane für schwere Stücke vom Glühofen oder Feuer zum Dampfhammer oder der hydraulischen Presse; meist mehrere Feuer bedienend.

Kupferschmiede oft mit **Heizrohrwerkstatt** vereinigt. Erstere mit Gas- und Windleitung zum Löten sowie mit Rohrbiegepresse und Werkbänken; gute Lüftung; letztere erhält Reinigungsmaschinen mit Abstechsupporten, Einrichtungen zum Stauchen, Aufweiten, Schweifsen und Prüfen der Rohre und zum Reinigen der Rohrenden.

9. Gelbgiefserei. Raumbedarf etwa 60 bis 75 qm für jeden Tiegelofen, davon für die Trocknerei etwa 6 bis 12 qm; für mittlere Werkstätten

*) Stockert III S. 16. **) E. T. d. G., Abschn. Werkstätten S. 759 ff.
***) Z. d. V. d. I. 1906 S. 1851; Gl. A. 1910 I. S. 103.

2 bis 3, für gröfsere 3 bis 5 Tiegelöfen; mit 2 Oefen und einmaligem Schmelzen täglich ~300 kg Gelbgufs bei 5 Formern und 2 Handlangern; **Oefen** mit natürlichem Zug; neuerdings mit Unterwind betrieben (Piat-Baumann). Für Weifsmetall auch Gasöfen. Aus alten Lagern Weifsmetall nicht ausmeifseln oder -fräsen, sondern Ausschmelzen im Weifsmetallbade wirtschaftlicher.

Die Vereinigung mehrerer kleiner Gelbgiefsereien zu einer in einer grofsen Werkstatt empfehlenswert.

An Giefserei müssen sich Räume zur Unterbringung der Formkasten, des Formsandes und Schmelzkoks anschliefsen. Modellschuppen in nicht zu grofser Entfernung.

10. Eisengiefserei nicht immer vorhanden. 400 qm genügen bei etwa 20 Formern für Herstellung von täglich 4500 bis 5000 kg Gufs.

11. Stellmacherei und **Tischlerei.** Für jeden Stellmacher und Tischler eine Hobelbank (etwa 2,5 × 1,1 m), aufserdem die möglichst von unten anzutreibenden Holzbearbeitungsmaschinen: Kreissäge, Bandsäge, Hobel- und Kehlmaschine, Abrichtmaschine, Fräse, Holzdrehbank, Zapfenschneidmaschine, Holzstemmaschine, Bohrmaschine, Sägenfeilmaschine, Leimkocheinrichtungen; Dampfkammer und Wärmeinrichtungen usw. zum Biegen und Furnieren der Hölzer. Zwischen den Werkzeugmaschinen reichlich Raum für die Beförderung und Stapelung der zu bearbeitenden Hölzer. Für Feintischlerei mit Rücksicht auf die Politurarbeiten besonderer Raum; von den Holzbearbeitungsmaschinen werden zweckmäfsig die Späne durch eine Späneabsaugung entfernt, die das Stauben verhindert und gleichzeitig eine gute Lüftung bewirkt. Räume feuersicher von anderen trennen. In gröfseren Werkstätten Holztrockenanstalt.

12. Lackiererei möglichst abgeschlossen, staub- und rufsfrei; gut erleuchtet und gleichmäfsig geheizt (Dampfheizung). Raum für etwa 1/40 der zugewiesenen Personenwagen, 1/300 der zugewiesenen Güterwagen und 1/70 der zugewiesenen Lokomotiven. Gleisentfernung 5,5 bis 6,0 m; mindestens jedes zweite Gleis mit Grube von ~500 mm Tiefe. Untertrennung in verschiedene Abteilungen mit Rücksicht auf die verschiedenenen Arbeitsausführungen (Schleifen, Ueberziehen usw.) zweckmäfsig. Innere Schiebebühne, um Oeffnen vieler Tore beim Ein- oder Aussetzen der Fahrzeuge zu vermeiden. Gute Sicherung gegen Feuersgefahr. Firnisküche nur bei grofsen Anlagen (feuersicher).

13. Sattler- und **Tapeziererwerkstatt** bei zweistöckigen Gebäuden in dem oberen Geschofs. Nähe der Lackiererei erwünscht; Raum etwa 1/3 derselben, bei Wagendeckenausbesserung entsprechend gröfser. Bei Personenwagenausbesserung Wascheinrichtungen für Gardinen.

14. Metallputzerei, Klempnerei (mit Stockscheren, Tafel- und Kreisscheren, Biege- und Falzmaschine, Löteinrichtungen usw.) und **Glaserei** in besonderen Räumen.

15. Abkocherei zum Reinigen der Einzelteile von Oel und Schmutz; zweckmäfsig in geschlossenen Räumen; Kran mit Laufkatze oder Drehkran zum Einbringen der Teile in die reichlich zu bemessenden, abschliefsbaren, mit Dampf geheizten Behälter. Fahrbare Abkochbehälter für ganze Drehgestelle*) und gröfsere Teile. Aufser Anschlufs an

*) Stockert III S. 12.

Kesselhaus Dampfanschlufs an eingehende oder angeheizte Lokomotiven.

16. Werkzeugmacherei und **Werkzeugausgabe.** Anfertigung und Wiederherstellung der besseren Werkzeuge (Spiralbohrer, Gewindebohrer, Fräser usw.) Universaldrehbänke, Fräs- und Bohrmaschinen, Feilbänke, Schmiedefeuer, Härteöfen und -bäder. Hiermit oft verbunden Lager und Ausgabe der wertvollen Werkzeuge und Mefsvorrichtungen, wie Gewindebohrer, Reibahlen, Lehren usw.

17. Zur Unterhaltung der maschinellen und elektrischen Anlagen auf den Bahnhöfen des Werkstättenbezirks (Drehscheiben, Schiebebühnen, Wagen, Krane, Wasserstationen, elektrische und sonstige Motoren) kleine Sonderwerkstatt mit Lager von Ersatzstücken.

18. Weichenwerkstatt nur bei einzelnen Werkstätten;*) grofse Hallen mit Laufkran und Gleisanschlufs. Beförderung der einzelnen Schienen u. a. durch auf Ständern liegende Laufrollen. Weichenzungenhobel- oder Fräsmaschinen, Schienenrichtmaschine, Knick- und Biegemaschine, Drehzapfen-Fräsmaschine, Blechwalze, Kaltsäge, Lochstanze mit Schere, Bohrmaschinen, Drehbänke, Schleifsteine, Werkbänke und Schmiedefeuer. Reichliche Lager und Platz für Zusammenbau. Raumbedarf 150 bis 200 qm für Werkzeugmaschinen; ebensoviel bedeckter Raum für Zusammenbau. Kreuzungsweichen im Freien unter Schutzdächern.

19. Werkstätten für **elektrische Bahnen** ähnlich Personenwagenwerkstätten, aber mit Einrichtungen zum Wechseln der Drehgestelle, Herausnehmen der Anker, Aufbringen und Drehen der Kollektoren, Wickelmaschinen, Trockeneinrichtungen für Spulen, elektrische Prüf- und Mefseinrichtungen.

20. Lehrlingswerkstatt: ältere Jahrgänge arbeiten zur Ausbildung in den verschiedenen Werkabteilungen; die jüngeren in besonderer Werkstatt an Schraubstöcken. Kleine Drehbänke, Bohrmaschinen, Schmiedefeuer, Blechschere, Lochstanze, Schleifsteine.

21. Lagerräume möglichst nahe den Werkstättenabteilungen, daher aufser Hauptlager meist besonderes Holzlager (nahe der Tischlerei) und Eisenlager (nahe der Schmiede). Hauptlager aufser für Eisenbahn- auch für Strafsenfahrzeuge leicht erreichbar. Auf 1 Werkstättenarbeiter sind 1 bis 1,5 qm überdeckte Grundfläche und 3 bis 6 qm Hofraum nötig. Holzschuppen möglichst frei und (wegen Feuersgefahr) Längsseite senkrecht zur herrschenden Windrichtung. Um kleines Holzlager zu halten, häufig Holztrockenanlage ausgeführt.

Lagergebäude mehrstöckig. Teilung durch Brandmauern. Wertvolle Baustoffe unter Verschlufs. Geschosse untereinander durch Aufzug verbunden. Oele (mit Pumpen und Rohrleitungen meist besonderer Ausgabe zugeführt), Fettwaren u. dgl. meist im Kellergeschofs, Petroleum stets in besonderen, feuersicheren Räumen (feuerpolizeiliche Vorschriften!) In Amerika Oellagerung in Behältern unter Luftdruck, so dafs bequeme oberirdische Entnahme durch Zapfstellen. Sehr feuersicher ist Lagerung nach Verfahren Martini u. Hüneke unter Kohlensäure.

Zur Lagerung der Kohlen für Kesselhaus, Schmiede und Lokomotivfeuerung Bansen mit Gleisanschlufs. Aufserdem Bansen mit solchem für

*) Beispiel s. E. d. G. Abschn. Werkstätten.

Altmaterial, auch für Strafsenfuhrwerk erreichbar (getrennt nach den einzelnen und besonders auch nach brauchbaren und wertlosen Stoffen).

Für Schnellausbesserungen sind kleine Lagerräume für Aushülfsteile und Arbeitsschuppen mit kleinen Hülfsmaschinen und Schmiedefeuern in der Nähe der hierzu bestimmten Gleise zweckmäfsig.

Gröfsere Werkstättenanlagen erhalten besondere Lagerräume für selten benötigte Ersatzteile (Zylinder u. dgl.), aufserdem Einrichtungen zur Prüfung der Baustoffe, Kohlenprüfanlage usf.

22. Verwaltungsgebäude (meist Dienstwohnungen enthaltend) möglichst nahe am Eingang der Werkstatt mit Strafsenzugang. In den einzelnen Werkstattabteilungen Räume für Werkmeister und Werkführer.

23. Wohlfahrtseinrichtungen. Waschtröge (für kaltes und warmes Wasser), Kleiderständer, Kleiderschränke, oft besondere Wasch- und Umkleideräume; Aborte so, dafs nur kurze Wege zurückzulegen (für je 25 Arbeiter 1 Sitz); Verbandkasten und Tragkorb beim Pförtnerhause, u. Umst. besonderes Verbandzimmer. Speisehalle (mit Eingang aufserhalb der Werkstatt). Einrichtungen zur Herstellung von kohlensaurem Wasser, Limonade, Kaffee usw. Badeeinrichtung auch von aufsen erreichbar. Ueberdeckte Fahrradstände am Eingang. Arbeiter- und Beamtenwohnhäuser (Kolonien) bei Werkstätten auf dem Lande oder Wohnungsmangel in der Nähe; zum Schutz der Werkstätten gegen Feuersgefahr und zur Begleitung der Hülfszüge müssen eine Anzahl Arbeiter leicht erreichbar sein.

II. Zahnradbahnen.*)

Bahnen mit glatter Mittelschiene, die aber nur in wenigen Ausführungen vorhanden sind, bilden den Uebergang zwischen Reibungs- und Zahnradbahnen. An die Mittelschiene werden liegende, von besonderen Zylindern angetriebene Räderpaare durch Federn angeprefst (Fell); oder die Bewegung geschieht durch Ketten, das Anpressen durch nach der Steigung geregelten Luftdruck (Hanscotte).**) Die Mittelschiene, angewendet bei Steigungen von 50 bis 90‰ (max 120‰), ist in Abständen von 0,6 bis 1 m auf Stühlen, etwa 150 mm über den Schienen gelagert. Die kleinsten Krümmungshalbmesser betragen 40 m. Die Fahrgeschwindigkeit erreicht 12 bis 20 km/st.

Die Wagen erhalten je ein Paar Leiträder und neben den gewöhnlichen Bremsen eine auf die Mittelschienenräder wirkende Bremse.

Bei Strafsenübergängen mufs die Mittelschiene unterbrochen werden.

Bahnen mit gezahnter Mittelschiene, reine Zahnradbahnen genannt, wenn die Fortbewegung über die ganze Strecke nur mittels Zahnrades erfolgt; gemischte Zahnrad- und Reibungsbahnen, wenn abwechselnd oder gleichzeitig mit der Arbeit der Zahnräder auch die Reibung einzelner oder aller Trageräder der Lokomotive ausgenutzt wird.

---

*) Vgl. H. d. I.-W., V. Teil Bd. 8; Eisenbahntechnik der Gegenwart Bd. IV; Lévy-Lambert, Les Chemins de fer à crémaillère. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers 1911 S. 539.

**) Z. d. V. d. I. 1907 S. 1859; Rev. gén. Chem. de Fer 1907 S. 151.

Betriebskosten auf Zahnstange zwei- bis viermal gröfser als auf gewöhnlichen Bahnen, abhängig von Länge der Zahnstange, Gesamtlänge, Höhenunterschied, Dauer des Betriebes usw.

Bei reinen Dampfzahnradbahnen 2,65 bis 3,25 *M*/km, bei gemischten 1 bis 1,45 *M*/km, bei elektrischen 0,35 bis 2 *M*/km. Kohlenverbrauch für die Zugtonne 15 bis 45 kg, je nach Betriebsart.

Auf 2 bis 5 km Bahnlänge ist eine Lokomotive zu rechnen und für dieselbe gegenüber einer gewöhnlichen Lokomotive eine jährliche Mehrausgabe für Unterhalt anzusetzen von 700 bis 900 *M*/km.

Anlagekosten. Durchschnittspreis für Lokomotiven 2 *M*/kg; schwer bestimmbar wegen Schwankungen der Baustoffpreise. Elektrische Lokomotiven kosten das Stück 28 000 bis 90 000 *M* je nach Gröfse, Personenwagen 6000 bis 10 000 *M*, Güterwagen 2000 bis 3500 *M*.

Kosten des Rollmaterials 19 000 bis 70 000 *M*/km.

Gesamtkosten 110000 bis 450000 *M*/km; ausnahmsweise bis 1,4 Mill. *M* (Jungfraubahn).

A. Reine Zahnradbahnen*)

meist nur für Sommerbetrieb und Personenbeförderung, haben durchgehende Zahnstange. Steigung ≤ 200 bis 250 ‰. (Ausnahme: Mount Washington 370 ‰, Corcovado 300 ‰, Pilatusbahn 480 ‰, Dreikreuzberg in Karlsbad 500 ‰.) Grz. § 21 [1]**) gestattet höchstens 250 ‰.

Die Lokomotive ist immer auf der Talseite und schiebt einen bis drei mit ihr n i c h t g e k u p p e l t e Wagen.

B. Gemischte Zahnrad- und Reibungsbahnen

mit durchgehendem Reibungsgleis, in das einzelne Zahnstangenrampen eingelegt sind. Bei starkem Verkehr werden von 40 bis 50 ‰ Steigung an Zahnstangen verwendet (ausnahmsweise schon von 25 ‰ an). Die Züge werden geschoben oder gezogen, letzteres zur Verminderung der Widerstände bei langen Zügen und gröfserer Fahrgeschwindigkeit. Obere Steigungsgrenze 180 ‰.***) Grz. § 21 [1] gestattet nur 100 ‰, wenn Hauptbahnfahrzeuge auf eigenen Rädern übergehen sollen.

Bei elektrischem Betrieb und mehr als 70 ‰ bisweilen eine Bremszahnstange eingelegt (Triest-Opčina).

Auf kleinen Steigungen kann eine Reibungslokomotive an der Zugspitze stehen, während die Zahnradmaschine schiebt; auch können mehrere Zahnradmaschinen im gleichen Zuge Verwendung finden.

Für Vollbahnen ist eine Schiebekraft auf die Puffer von rd. 10 t zulässig, d. h. auf Steigungen von 40 bis 60 ‰ Zuglasten von 220 bis 150 t. Sind durchgehende Bremsen vorhanden, so dürfen die talwärts gehenden Züge schwerer sein als die bergwärts fahrenden. Bei kleinen Steigungen dürfen auch Güterwagen von Reibungsbahnen befördert werden.

---

*) Vgl. S t r u b, Die Zahnradbahnen der Schweiz bis 1900.

**) Vgl. „Sammlung von Normalien und Konstitutivurkunden auf dem Gebiete des Eisenbahnwesens". Herausgegeben vom k. k. Eisenbahnministerium. Druck und Verlag der k. k. Hof- und Staatsdruckerei Wien. Erscheint seit 1895.

***) Für die Bahn Arosa-Davos mit Zahnstange Peter wurden 300 ‰ Höchststeigung konzessioniert.

C. Streckenbau.

1. Zahnstange und Zahnrad.

a. Allgemeines. Durchweg Evolventenverzahnung, weil diese auch bei verschieden tiefem Zahneingriff (infolge der Radreifen- und Schienenabnutzung sowie des Federspieles) immer richtiges Arbeiten der Zähne ergibt. Die Stangenzähne haben dementsprechend ebene Flächen. Reibung zwischen Rad und Zahnstange 0,01 bis 0,02 des Zahndruckes.

Grz. § 49³. Die Zahnräder dürfen bei reinen Zahnstangenbahnen auch unter, bei Reibungs- und Zahnstangenbahnen dagegen nur bis 15 mm über Schienenoberkante herabreichen. Für vollspurige Lokomotiven, die auf Zahnstangenbahnen übergehen sollen, ist die untere Umgrenzung nach Bl. IV, Abb. 2 einzuschränken.

Die Zahnstangen erhalten bisweilen zur Aufnahme des Schubes angenietete Γ-Stücke, oder ihre Tragstühle Entlastungsflügel.

Grz. § 8². In Zahnstangenstrecken von mehr als 100 ‰ Neigung ist eine Längsverbindung der Schwellen neben den Schienen oder eine andere unverrückbare Verbindung mit den Schwellen zu empfehlen.

Behufs freien Weichendurchganges werden die Zahnstangen über die Laufschienen erhöht bzw. die **Triebzahnräder** höher gelagert als die Tragräder. Wegen der Radabnutzung bisweilen hohe Zähne ausgeführt, die dann gleichzeitig mit den Radreifen abgedreht werden; oder es wird bei vorgeschrittener Reifenabnutzung der Zahnkranz gegen einen um einen Zahn kleineren vertauscht. Als Zahnradbaustoff wird Tiegelstahl von 75 bis 85 kg/qmm Festigkeit und 15 bis 12 % Dehnung verwendet; für Bremszahnräder Martinstahl oder Stahlgufs. Die Zähne sind als Körper gleicher Festigkeit zu berechnen. Durch Umkehren der Zahnkränze oder der Achsen sind beide Zahnflanken benutzbar. Einem zurückgelegten Wege von 7500 km entspricht eine Zahnabnutzung von rd. 1 mm. Die Zahnräder können bis zur Auswechslung je nach Durchmesser und Beanspruchung 30 000 bis 100 000 km und auch mehr zurücklegen.

Grz. § 4². Bei Zahnstangenbahnen wird eine Zahnteilung von höchstens 100 mm empfohlen. (Trifft für Abtsche Zahnstange nicht zu.)

Die Zahnstangen-**Abnutzung** ist verschwindend klein. Durch Schmierung wird ihre Lebensdauer sowie die der Zahnräder erhöht und die Reibungswiderstände vermindert. Jährliche Ausgaben für Schmierung 100 *M*/km.

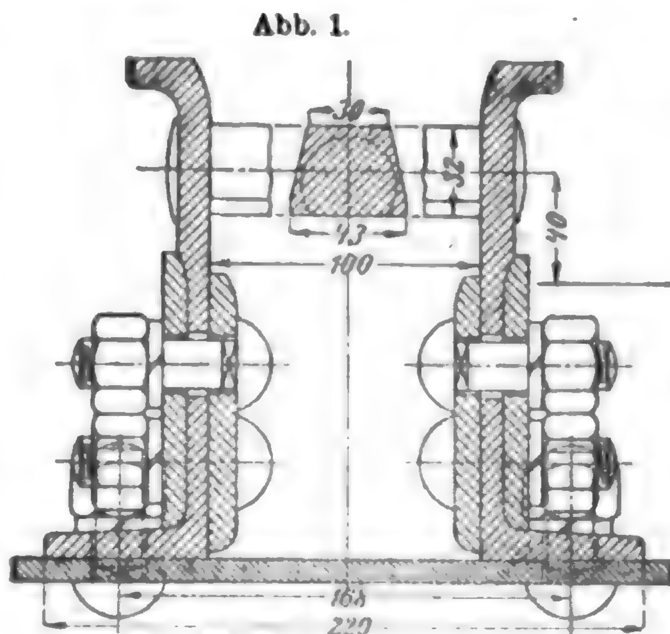
b. Bauarten. 1. Die **Leiterzahnstange** (Riggenbach) (Abb. 1) besteht aus]-förmigen gleich- oder ungleichschenkligen Wangen und kalt eingenieteten Zähnen von Trapezquerschnitt und wird in Längen von 3 bis 3,5 m hergestellt. Die Teilung beträgt 80 bis 120 mm, gewöhnlich aber 100 mm; die Neigung der Zahnflanke etwa 75° (1 : 4).

Die Zahnstange wird entweder unmittelbar oder mittels Stühlen auf die Querschwellen geschraubt, so dafs sie sich nach dem oberen Ende hin ausdehnen kann, und an den Stöfsen gelascht. Die Zahnhöhe beträgt 32 bis 46 mm, die Zahnbreite, im Teilkreis gemessen, 35 bis 55 mm, die Zahnlänge zwischen den Wangen 100 bis 140 mm. Der Zahndruck ist $\gtrless$ 60 kg/mm Zahnbreite. Die Zähne sind aus Flufseisen (früher Feinkorneisen); die Wangen aus zähem Flufseisen

von 4000 bis 4500 kg/qcm Festigkeit und 30 bis 20 % Dehnung. Der obere Flansch hat 30 bis 60 mm Breite, die untere 50 bis 70 mm; die Stegdicke beträgt 10 bis 15 mm. Die gestanzten Zahnlöcher haben oben und unten eine das Drehen der Zähne verhindernde Fläche. Die Zahnstange wiegt 35 bis 60 kg/m.

Um grofse Wangenhöhen (üblich 110 bis 220 mm) und schwere Zahnstangen zu vermeiden, werden Stühle aus Holz oder Eisen verwendet. Der Zahnkopf liegt 70 bis 90 mm über Schienenoberkante; für Strafsenbahnen bündig mit dem oberen Wangenflansch, um freien Fuhrwerkverkehr zu gestatten.

Abb. 1.



Bauart Klose-Bissinger. Eine Leiterzahnstange, deren an die]-Eisen angewalzte Rippen ein Drehen der in runden Löchern steckenden, nicht vernieteten Zähne verhindern. Die Endzähne der Stange sind mit Gewinde versehen und dienen als Verbindungs- und Verlaschungsschrauben. Leichtes Auswechseln beschädigter Zähne. Für gewöhnliche Krümmungen werden die Stücke in den Werkstätten gebogen, für enge Bogen besonders hergestellt.

2. Die Zahnstange von **Abt** (Abb. 2 u. 3*) besteht aus zwei oder drei Lamellen mit unter sich um $^1/_2$ bzw. $^1/_3$ t versetzten Zähnen und

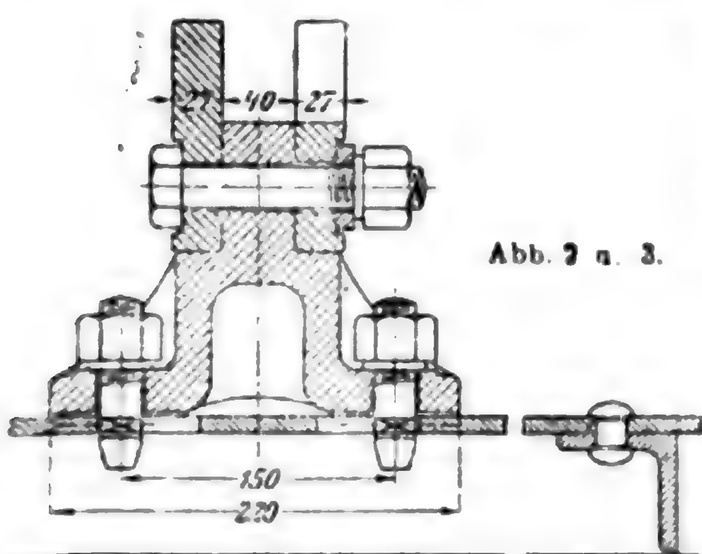
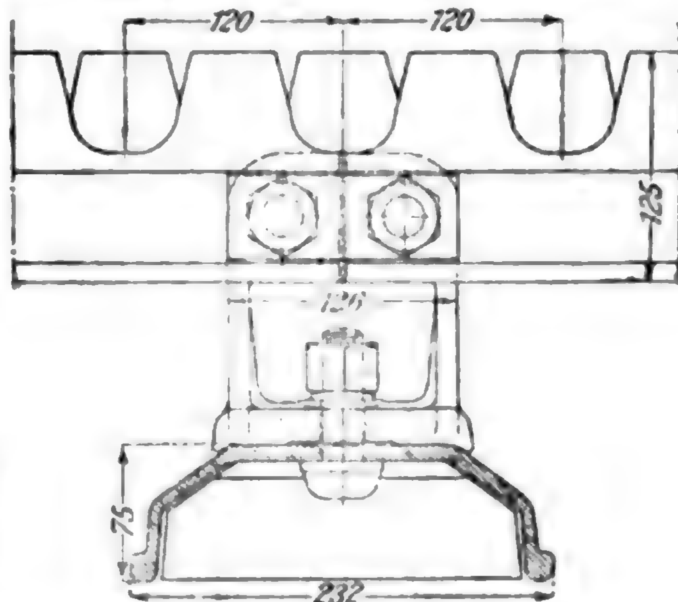


Abb. 2 u. 3.



Stöfsen. Lamellenhöhe 110 bis 125 mm, Dicke 20 bis 32 mm (je nach Steigung), Teilung 120 mm, Zahnneigung 1 : 4. Lamellenlänge meistens 1800 und 2640 mm. Zahnstangengewicht 24 bis 45 kg/m. Als Baustoff wird Flufsstahl von mindestens 4800 kg/qcm und wenigstens 10 % Dehnung verwendet. Zahndruck ≦ 70 kg/mm Stangenbreite.

*) Vgl. Z. d. V. d. I. 1898 S. 171; Organ 1886, XXIII S. 138.

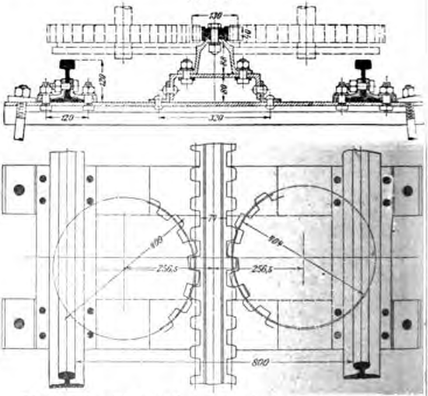
Die Befestigung der in ihrer Mitte festgehaltenen Lamellen erfolgt an Walz- oder Gufseisenstühlen, die sich gegen Wandern mit einer Leiste an die Schwellen stützen und mit letzteren verschraubt sind. Auf jedem Stuhl wird nur ein Strang gestofsen. Zwischen den Zahnstäben ist ein 32 bis 40 mm breiter Kanal. Die Zahnstange wird erst auf der Baustelle zusammengesetzt.

Engste Bogen 8 m, in Weichen gewöhnlich 60 m. Auf offener Strecke und Meterspur 80 m.

Die Zahnstangenoberkante wird bei reinen Zahnradbahnen 50 bis 104 mm, bei gemischten 55 bis 70 mm über Schienenoberkante gelagert.

3. Die Zahnstange von **Locher** (Abb. 4 u. 5) besteht aus einer beiderseitig gezahnten Platte, in die zwei einander gegenüberliegende

Abb. 4 u. 5.



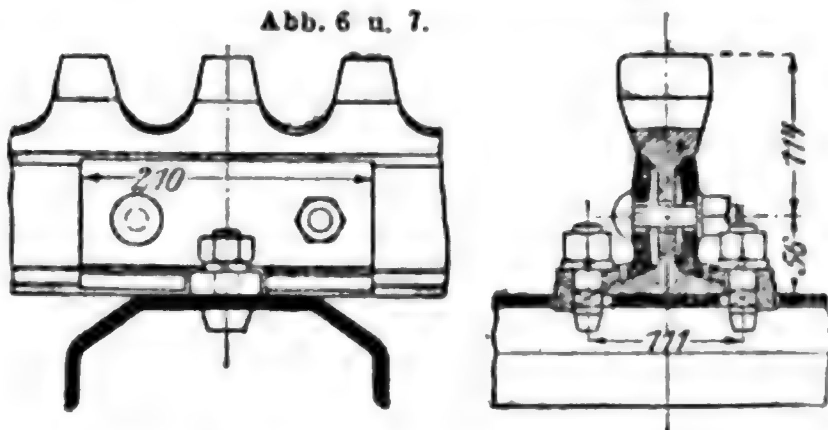
Zahnräder eingreifen, und die auf einer durchgehenden Langschwelle von ⋀-förmigem Querschnitt festgenietet ist. Die Langschwelle ruht mit Stühlen auf den Querschwellen. Die Teilung beträgt 85,7 mm. Die Zahnstange hat eine Festigkeit von 4200 bis 4800 kg/qcm. Da

Digitized by Google

ein Aufsteigen der Zahnräder nie zu befürchten ist, gestattet die Zahnstange jede beliebige Bahnneigung.

4. **Strubs** Zahnstange*) (Abb. 6 u. 7) besteht aus einer breitfüfsigen, hohen Schiene mit eingefrästen Zähnen von 100 mm Teilung. Sie wird wie eine gewöhnliche Schiene gebogen, befestigt und gelascht. Das untere Ende der 3,5 bis 4 m langen Stücke wird festgehalten, das obere kann sich verschieben. Die Kopfbreite beträgt 60 bis 70 mm, die Neigung der Zahnflanken 1 : 4. Gewicht 34 bis 44 kg/m ohne Kleinzeug. Baustoff der Stange weicher Stahl von 5000 bis 5700 kg/qcm und 20 % Dehnung. Der Stangenkopf gibt den Sicherheitszangen, die jedoch nie zum Bremsen verwendet werden können, gute Führung.

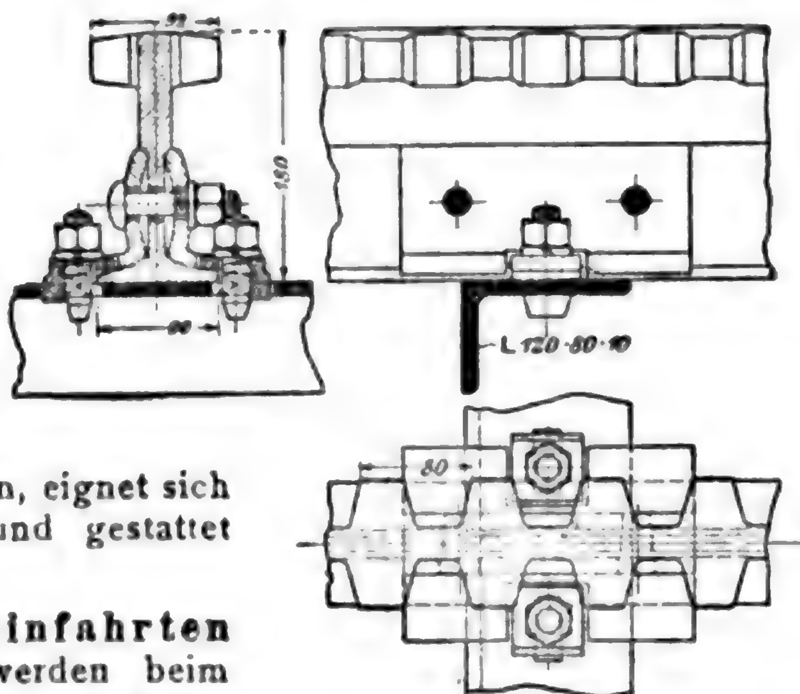
Abb. 6 u. 7.



Die 170 oder 190 mm hohe Zahnstange wird oft auf schmiedeisernen geprefsten Sätteln gelagert.

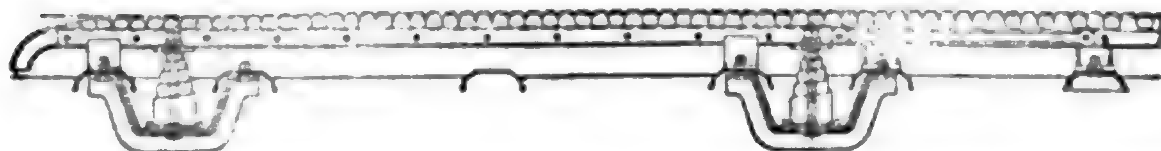
5. Die „Kletterzahnstange" von **Peter****) nach Abb. 8 ist eine Vereinigung der beiden letztgenannten Zahnstangen, eignet sich für beliebige Steigung und gestattet gemischten Betrieb.

Abb. 8.



c. Zahnstangeneinfahrten (R. Abt) (Abb. 9)***) werden beim Uebergang von Reibungs- zur Zahnstangenstrecke in etwa 2 bis 6 % Steigung eingebaut. Spitze um Zuglänge von der Steilrampe entfernt und durch einen Uebergangsbogen

Abb. 9.



*) Giefserei Bern der L. v. Rollschen Eisenwerke, Gerlafingen (Schweiz).

**) Schweiz. Pat. Nr. 52 843; Oesterr. Pat. Nr. 56 416.

***) Organ 1886, XXIII S. 138.

von 1000 bis 2000 m Halbm. mit ihr verbunden. Ein 2 bis 3 m langes Zahnstangenstück mit um 2 bis 4 mm zu grofser oder zu kleiner Teilung und eingangs verkleinerter Zahnhöhe ist gelenkartig an die Zahnstange angeschlossen und federnd gelagert. Dies gilt für Maschinen mit gekuppeltem Zahnrad- und Reibungsantrieb. Sind Zahnrad- und Reibungsmaschine unabhängig voneinander, so wird die Einfahrt mit Normalteilung, jedoch mit Zähnen von zunehmender Dicke ausgeführt. Leiterzahnstangen erhalten Einfahrtstücke mit runden Zähnen und darauf drehbaren Rohrstücken. Peter verwendet für die Kletterzahnstange eine wagerecht verschiebbare Lamelle, in die ein besonderes Einfahrzahnrad eingreift, Oesterr. Patent Nr. 55144, oder ein senkrecht verschiebbares Zahnstangenstück, Oesterr. Patent Nr. 58054.

Grz. § 104. **Die Geschwindigkeit soll vermindert werden bei der Fahrt: h) auf Zahnstangenbahnen bei der Einfahrt in die Zahnstange.**

Preis der Zahnstange mit Stühlen 25 bis 33 *M*/lfd. m.

2. Oberbau.

Als **Laufschienen** sind gewöhnliche Breitfufsschienen von kräftigem Profil mit 16 bis 40 kg/m Gewicht zu verwenden. Schienenhöhe 100 bis 130 mm; Schienenlänge drei- bis fünffache Zahnstangenlänge (10 bis 12 m). Entlastung der Schrauben durch an die Schienen genietete Winkelstücke. Befestigung auf den Schwellen und Verlaschung wie bei Normalbahnen. Klemmplättchen mit verschiedenen Stollendicken. Bei reinen Zahnradbahnen keine Schienenabnutzung durch Bremsung. Elektrisch betriebene Bahnen erfordern der grofsen ungefederten Massen wegen bedeutend stärkeren Oberbau als Dampfbahnen.

Schwellen. Meist flufseiserne Querschwellen (12 bis 20 kg/m), in 0,75 bis 1,0 m (üblich 0,9 m) Abstand verlegt. Holzschwellen oder verlaschte ⊔-Eisen nur bei älteren Bahnen als Längsverband der Querschwellen.

Grz. § 10[6]. **Bei Zahnstangenstrecken sind eiserne Querschwellen den Holzschwellen vorzuziehen.**

Bahnbettung. Schotterbett von mindestens 300 mm Stärke, bei gröfseren Steigungen Steinbankette.

Grz. § 3[1]. **Bei Zahnstangenstrecken soll die Höhe der Bahnbettung unter Schwellenunterkante mindestens 200 mm betragen.** Grz. § 3[2] . . . **Besonders bei Zahnstangenbahnen soll nur eine Bettung, die nicht zu Staubbildung neigt, zugelassen werden.**

Als **Stützpunkte** gegen Abwärtswandern werden in 80 bis 200 m Abstand Schienen oder ⊔-Eisenstücke einbetoniert.

Spurweite. Die vorhandenen Bahnen zeigen alle Spurweiten von 670 bis 1676 mm; reine Zahnradbahnen werden meistens mit 1000 mm Spur gebaut. Fast alle Zahnradbahnen sind eingleisig mit Ausweichstellen auf den Stationen, wo geringes Gefälle vorhanden ist.

Krümmungen. Der Halbmesser beträgt für Normalbahnen 240 bis 300 m, mindestens aber 100 m (Grz. 22), für 1 m Spur mindestens [illegible], gewöhnlich aber 80 bis 100 m.

Die **Spurerweiterung** ist etwas kleiner zu halten als für gewöhnliche Bahnen; sie beträgt nach R. Abt für

$R = 500$ m $s = 0$ mm . . . . (1)
$R = 500$ bis 350 m $s = 7$ „ . . . . (2)
$R = 349$ bis 250 „ $s = 14$ „ . . . . (3)
$R < 250$ m $s = 21$ „ . . . . (4)

dabei gilt

(2) nur für die innere Schiene,
(3) für beide Schienen mit je 7 mm,
(4) für innere Schiene 14 mm, für die äufsere Schiene 7 mm.

Die Zahnstange bleibt in der Bahnachse. Das seitliche Spiel der Räder beträgt $\pm$ 29 mm für Abtsche, $\pm$ 12 mm für Leiterzahnstangen.

Grz. § 2[4]. Die Spurerweiterung in Krümmungen von Zahnstangenbahnen ist nur am inneren Schienenstrange anzuordnen und soll 14 mm nicht überschreiten, um einen genügenden Abstand zwischen den Seitenflächen der Zahnräder und Zahnstangen zu sichern.

Bei schmalen Spurrinnen ist keine Spurerweiterung anzuwenden.

Die Berner Oberlandbahnen haben z. B. bei Meterspur in 120 m Krümmungen 20 mm Spurerweiterung, wobei nur die äufsere Laufschiene verschoben wird. Reine Zahnradbahnen haben meist keine Spurerweiterung.

Die **Ueberhöhung** h der äufseren Schiene erfolgt nach den für Reibungsbahnen geltenden Normen. Nach R. Abt beträgt die Ueberhöhung für Bahnen mit Normalspur (S. 722)

90 mm für $R = 150$ m	25 mm für $R = 400$ m
75 „ „ $R = 200$ „	10 „ „ $R = 500$ „
50 „ „ $R = 300$ „	

Für Schmalspurbahnen ist h dem Schienenabstande entsprechend zu vermindern. Ausnahmsweise für Meterspur und $R = 30$ m $h = 60$ bis 180 mm. Reine Zahnradbahnen mit $h = 30$ bis 40 mm.

Uebergangskurven (Gefällausrundungen) für Normalspurbahnen mit $R = 1600$ bis 2000 m, für Schmalspurbahnen mit $R = 300$ bis 1000 m. Bei letzteren sind konvexe Gefällbrüche mit $R = 300$ bis 500 m, konkave mit $R \geqq 300$ m auszuführen und die Zahnstange genügend weit in das kleinere Gefälle zu legen. Für die Peter'sche Kletterzahnstange ist $R = 150$ m gestattet (Karlsbad).

3. Schiebebühnen und Weichen.

Bei reinen Zahnradbahnen nur ausnahmsweise senkrecht zur Bahnachse bewegliche Schiebebühnen (Pilatusbahn). Weichen in Stationen oder geringe Steigungen, bei gemischten Bahnen in die Reibungsstrecken verlegt, doch ausnahmsweise auch in der Höchststeigung.

Bei älteren Bahnen ist die Leiterzahnstange beim Uebergang über die Laufschiene unterbrochen, neuere Ausführungen haben eine bewegliche gezahnte Lamelle.

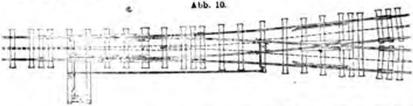
Abtsche Weichen haben nur einen Zahnstrang, dessen bewegliche Stücke mit den Laufschienenzungen gleichzeitig umgestellt werden (Abb. 10), die Strubsche Weiche ist ihnen nachgebildet (Abb. 11). Abtsche Weichen sind an einigen Bahnen aufschneidbar eingerichtet.

Grz. § 32[3]. Auf Bahnen mit streckenweisem Zahnradbetriebe sind Zahnstangenweichen tunlichst zu vermeiden.

Grz. § 34[3]. Bei Zahnstangenbahnen sind Schiebebühnen auch im durchgehenden Hauptgleise zulässig, es sind jedoch Sicherheitsmafsnahmen zu treffen.

Bei gemischten Bahnen am obern Ende der Steilrampe zweckmäfsig ein Sandgleis, in das entlaufene Wagen gewiesen werden.

Abb. 10.



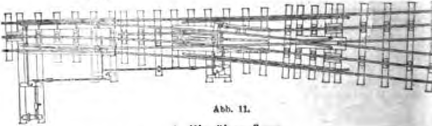


Abb. 11.

4. Wegübergänge.

Raum zwischen Zahnstange und Schienen mit Bohlen oder Steinpflaster eingedeckt. Für gute Entwässerung und Reinigung (Kanal mit Einsteigschacht unter der Zahnstange) ist zu sorgen.

D. Bahnhöfe.

Grz. § 36. Hochbauten können auf das geringste Mafs eingeschränkt werden.

Grz. § 28^{1}. Bei Bahnen, deren sämtliche Fahrzeuge bremsbar eingerichtet sind — wie bei Zahnstangenbahnen —, können auch die Endstationen in eine stärkere Neigung verlegt werden.

Grz. § 28^{2}. Bei elektrisch betriebenen Bahnen mit Stromzuführung durch dritte Schiene sind Vorkehrungen gegen Verletzungen durch den elektrischen Strom zu treffen.

E. Fahrzeuge.

1. Dampflokomotiven.

a. Allgemeines. An die Dampfzahnradlokomotiven werden, soweit zutreffende Verhältnisse bestehen, dieselben Anforderungen gestellt wie an Reibungslokomotiven, aufserdem die folgenden:

1. Wenn zwecks Sicherung eines unveränderlichen Zahneingriffes die Abfederung steif gemacht oder ganz weggelassen wird, so mufs durch andere Einrichtungen (Ausgleichhebel) dafür gesorgt werden, dafs auch bei unebenem Gleise eine richtige Radlastverteilung gewährleistet wird.

2. Die Lokomotiven der reinen Zahnradbahnen sollen in der Regel folgende Bremseinrichtungen erhalten:

a) Eine Regulierbremse (Luftgegendruckbremse) zur Regelung der Talfahrt. Umgesteuerte Dampfmaschine als Gegendruckbremse, Zylinder als Luftpumpe wirkend. Regelung der Ausströmung der zusammengeprefsten Luft. Wärme der Bremsarbeit durch Einspritzwasser vernichtet.

Digitized by Google

b) Zwei voneinander unabhängige Zahnradbremsen (Klotz- oder Band- oder Bandklotzbremsen), von denen jede für sich allein den vollen Zug auf dem Höchstgefälle anhalten kann.

c) Wenn das Gefälle 120 ‰ übersteigt, eine Einrichtung, die, auf eine der beiden Zahnradbremsen wirkend, das Ueberschreiten der höchstzulässigen Fahrgeschwindigkeit selbsttätig verhütet.

d) Für gemischte Reibungs- und Zahnradbahnen die Einrichtung für eine durchgehende selbsttätige Bremse, zudem selbsttätig wirkend, wenn die Lokomotive bei der Bergfahrt an der Spitze des Zuges steht.

Grz. § 47[2]. Für die Züge auf Zahnstangenbahnen werden durchgehende selbsttätige Bremsen empfohlen.

Grz. § 81[4]. Empfohlen, einzelne nicht zu leichte Wagen (Gepäckwagen) mit losen, von Hand bremsbaren Zahnrädern zu versehen.

b. Reine Zahnradlokomotiven. Antrieb gewöhnlich durch Vorgelegewelle (Abb. 12 u. 13); Uebersetzung 2,5- bis 3-fach (Reibungswiderstand 0,02 bis 0,03 des Zahndruckes) oder Zwischenhebel (Abb. 14 u. 15) nach Abtscher Bauart. Die Vorgelegewelle gestattet rascheren Gang der Maschine, somit Steigerung der Kesselleistung, kleinere Triebwerkabmessungen und wirksamere Luftbremse.

Abb. 12.

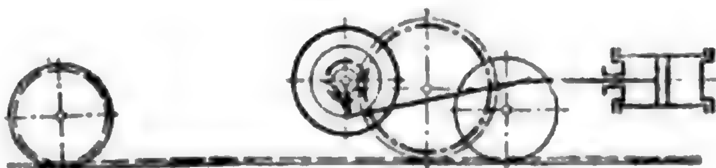
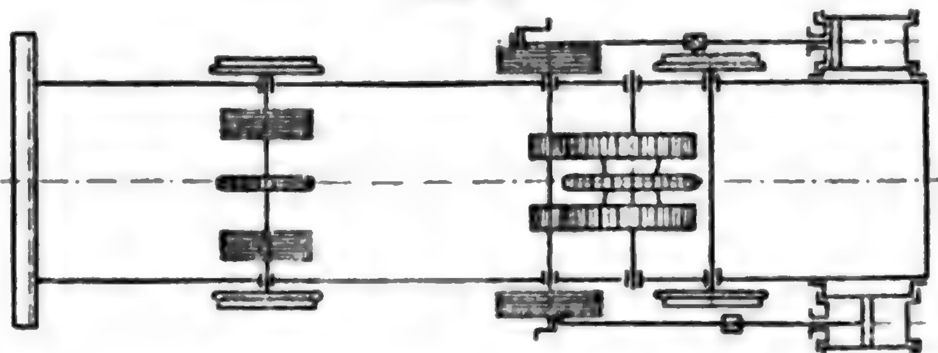


Abb. 13.



Maschinen mit Zwischenhebel sind einfach in der Triebwerkanordnung. Durch einarmige Zwischenhebel wird Kurbellänge verringert, Zugkraft erhöht und grofse Kolbengeschwindigkeit erreicht. Gekuppelte Zahnräder sind elastisch zu lagern oder einzeln anzutreiben.

Abb. 14.

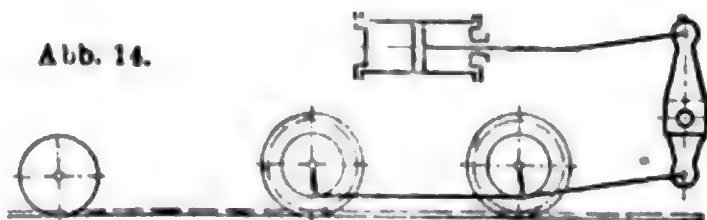
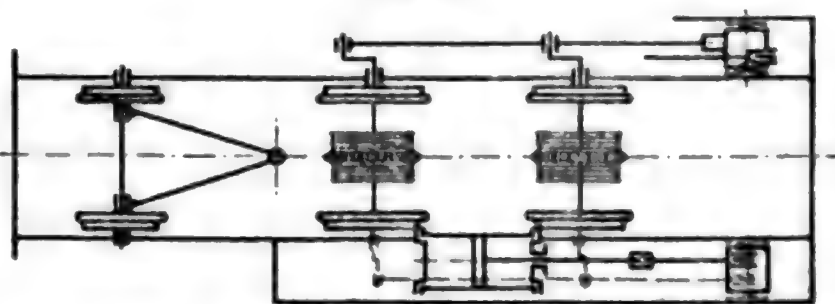


Abb. 15.

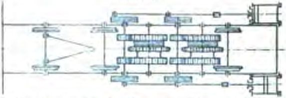


Antrieb von Efslingen und von v. Steiger (Abb. 16 u. 17) mit auf Zwischenhebel wirkender Schubstange, wodurch Zahndruck gleichmäfsig auf beide Triebzahnräder verteilt wird. Es können auch vier Triebzahnräder in zwei Gruppen gekuppelt werden.

Die Anordnung der Schweiz. Lokomotiv- und Maschinenfabrik in Winterthur sieht für elektrische Lokomotiven in Schwinghebeln gelagerte Triebzahnräder vor.*) Lagerung der Maschine in drei Punkten oder auf steifen Blatt- oder Zylinder-Schraubenfedern.

Abb. 16.

Abb. 17.



Verbundwirkung nur bei den reinen 4zylindrigen Zahnradmaschinen, Bauart Vauclain der Baldwinwerke, Philadelphia. Die Laufachsen dienen zum Tragen der Maschine sowie der Bremszahnräder und haben, den engen Krümmungen Rücksicht tragend, feste und lose Räder (Stahlgufs- oder Griffin-, seltener Räder mit Bandagen). Lokomotiven mit nur einem Triebzahnrad erhalten meist auf der talwärts liegenden Laufachse ein Bremszahnrad; bei zwei Triebzahnrädern wird der untere Teil der Maschine durch eine Bissel-Achse getragen.

Kessel mit kurzen Siederöhren (schlechte Brennstoffausnutzung) und grofser, unmittelbarer Heizfläche auf mittlerer Steigung wagerecht liegend. Feuerbuchsdecke nach hinten geneigt, Wasserstandzeiger in Mitte des Langkessels.

Grz. § 56. Bei Bahnen mit Neigungen von $60\,^{0}/_{00}$ und darüber empfiehlt es sich, die Wasserstandsgläser in der Längenmitte des Langkessels anzubringen.

Bei grofser Gegensteigung Drehen der Maschine notwendig. Dampftrockner und Dampfüberhitzer (Bauart Wilhelm Schmidt); letzterer von grofsem Vorteil. Kesseldruck 12 bis 14 at. Zylinderdurchmesser 220 bis 460 m m. Kolbenhub 360 bis 600 mm. Steuerung meist nach Heusinger und Joy.

Abb. 18.

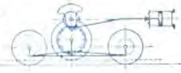
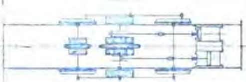


Abb. 19.



Da ein Kuppeln zwischen Maschine und Wagen nicht gestattet ist, erhält erstere meist nur einen eisenbeschlagenen Hartholzpuffer und einen Kuppelbügel für Wagenbewegungen in den Stationen.

Kohlenvorräte 0,3 bis 0,5 t. Kohlenverbrauch 12 bis 18 kg/PS in 1 st.

*) Vgl. Schweiz. Bauz. 1910 S. 287

Wasservorräte gewöhnlich klein, deshalb Zwischenstellen zum Wasserfassen notwendig.

Mittleres Alter der Kessel 15,3 Jahre, dasjenige der Lokomotiven 19,5 Jahre. Mittleres Maschinengewicht 16 t.

c. Lokomotiven für gemischten Betrieb:

1. solche, bei denen Zahnräder und Reibungsräder durch Stangen gekuppelt sind (Abb. 18 u. 19). Da die letzteren sich stetig abnutzen, der Zahnraddurchmesser aber gleich bleibt, so werden bald verschiedene Wege zurückgelegt, wodurch Reibungsverluste entstehen. Maschinen einfach und leicht;

2. solche mit getrennten Zylindergruppen für Reibung und Zahnrad, Bauart Abt (Abb. 20 u. 21). Zahngetriebe in besonderem Rahmen

Abb. 20.

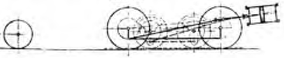
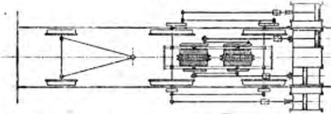


Abb. 21.



an 2 Reibungsachsen aufgehängt; gemeinsame Steuerschraube und gemeinsamer Auspuff der 4 Zylinder. Diese Bauart findet sich namentlich bei den ganz schweren Lokomotiven von 50 bis 80 t Dienstgewicht.

Abb. 22.

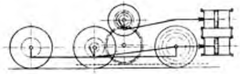
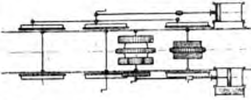


Abb. 23.



Lokomotiven mit getrennten Mechanismen, mit 2 Paaren aufserhalb der Rahmen gelagerten Zylindern von gleichem Durchmesser und Verbundwirkung, wobei der Abdampf der Reibungsmaschinen durch Drehschieber den Zahnradzylindern zugeführt und dort aus-

genutzt wird, hat die Lokomotivfabrik Winterthur vielfach ausgeführt (Abb. 22 u. 23). Bauart „Winterthur".

Durch Räderübersetzung ergibt sich für Verbundwirkung ein Zylinderraumverhältnis von 1 : 2,1 bis 1 : 2,5.

Für Verschiebedienst in Bahnhöfen genügt Antrieb einer Reibungsachse durch Ketten, in Verbindung mit Rutschkupplungen.

Der grofsen Reibung der Zahnradmaschine wegen soll deren Kraft nur so weit herangezogen werden, als die Zugkraft der glatten Triebräder nicht ausreicht. Vorräte an Wasser und Kohlen möglichst nach hinten verlegt, damit sich das Reibungsgewicht wenig ändert.

d. Berechnung von Heizfläche H und Rostfläche R. Für reine Zahnradlokomotiven werden gerechnet: für 1 t Maschinengewicht $H = 8$ bis 12,5 qm bzw. auf 1 qm H 2,6 bis 5,8 PS Maschinenleistung.

Für gemischte Zahnrad- und Reibungslokomotiven mit Zwillingswirkung: auf Reibungsstrecke 1 qm H für 3 bis 4,5 PS,
auf Zahnstangenstrecke 1 qm H für 3,5 bis 5 PS;

bei Verbundwirkung (Bauart Winterthur):
auf Reibungsstrecke 1 qm H für 4 bis 4,5 PS,
auf Zahnstangenstrecke 1 qm H für 5,5 bis 6 PS bzw. auf 1 qm R 320 PS.

$$\text{Verhältnis:} \quad \frac{\text{Rostfläche}}{\text{Heizfläche}} = \frac{R}{H} = \frac{1}{60} \text{ bis } \frac{1}{50}.$$

2. Elektrische Lokomotiven und Triebwagen.

a. Allgemeines. Lokomotiven oder Motorwagen für reinen und gemischten Betrieb. Dampflokomotiven als Aushülfe, besonders aber für den Bau vorteilhaft. U. Umst. elektrisch betriebener Bauwagen mit aufwickelbarer Kabelleitung.

Elektrischer Betrieb gibt gröfseren Nutzeffekt als Dampfbetrieb infolge des kleineren Gewichtes für 1 PS. Bei Motorwagenbetrieb können Steigungen bis zu 100 ‰ ohne Zahnstange überwunden werden; letztere findet als einfache Lamellenzahnstange nur bei Talfahrt als Bremszahnstange Verwendung.*)

Motoren zweckmäfsig im Inneren der Lokomotive, wodurch die Räder nicht unnötig mit ungefederten Gewichten belastet und die Motoren und Gleise geschont werden. Schwerpunkt möglichst bergwärts verlegen und obere Achse auf der Höchststeigung um etwa 10 % mehr belasten als die untere.

b. Reine Zahnradlokomotiven.

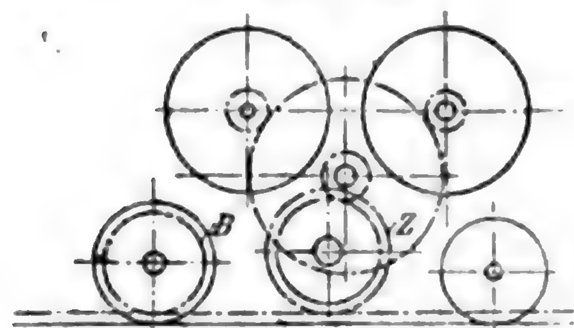
1. mit einem Triebzahnrad Z und 2 Laufachsen, von denen gewöhnlich die talwärts liegende ein loses Bremszahnrad B trägt (Abb. 24 u. 25). Motorenantrieb einseitig, bei Gleichstrom mit Rutschkupplungen ss, auf gemeinsame oder besondere Vorgelegewelle;
2. mit 2 Triebzahnrädern ZZ [u. Umst. mit Druckausgleich**)] und 2 Tragachsen;
3. wie 2., aber mit losem Bremszahnrad B (Abb. 26 u. 27).

*) Triest—Opčina. Elektr. Bahnen 1904 Nr. 14 bis 16.
**) Patente der Lokomotivfabrik Winterthur

c. Gemischte Zahnrad- und Reibungslokomotiven.

1. Zahn- und Reibungsräder fest durch Kuppelstangen verbunden, arbeiten wegen verschiedener Radabwicklung ungünstig wie 2-Zylinderlokomotiven,

Abb. 24 u. 25.



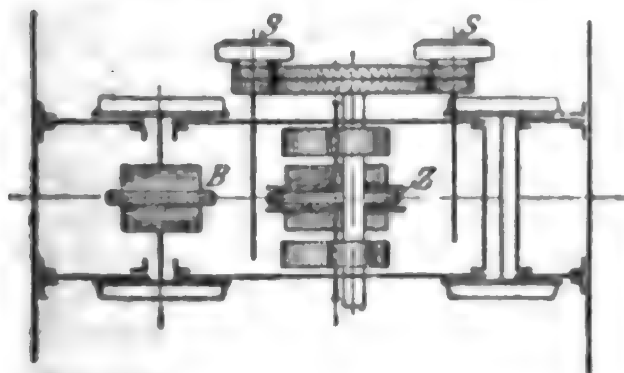
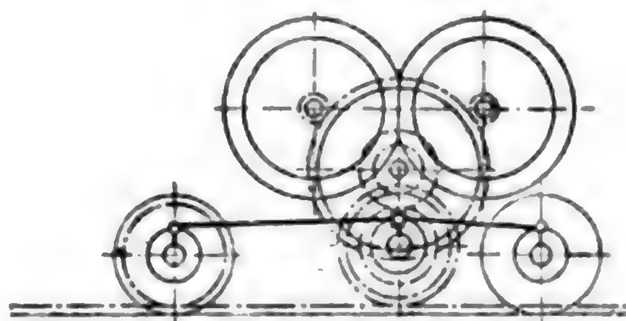
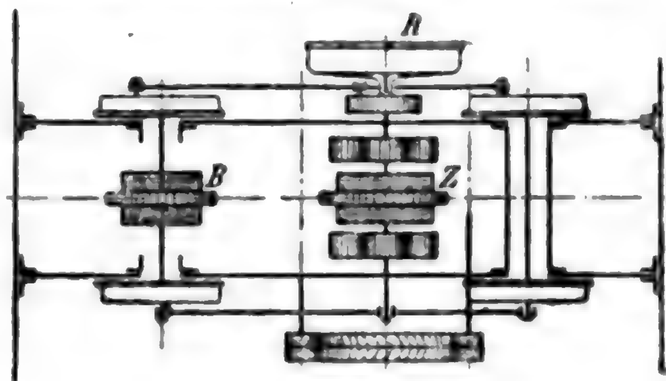


Abb. 28 u. 29.

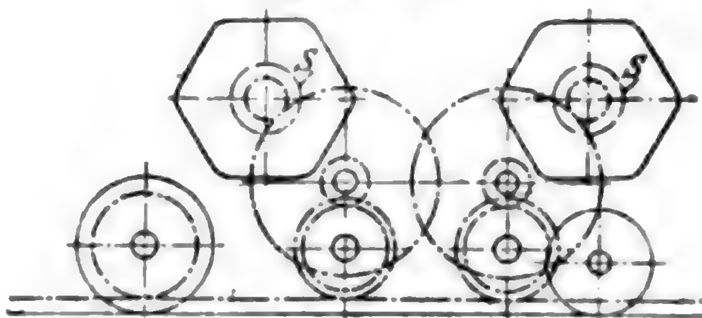


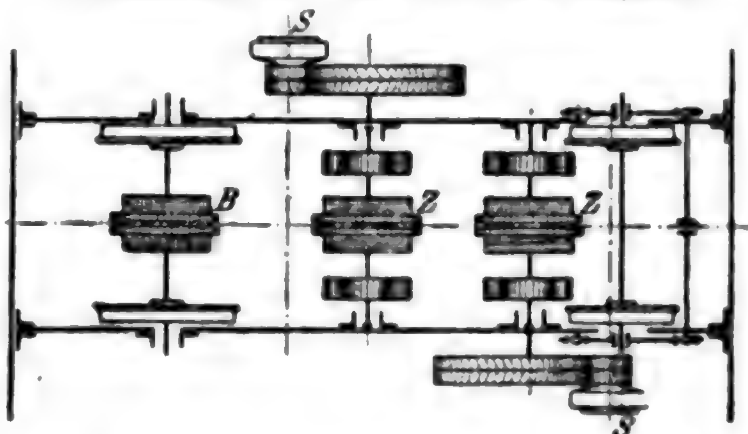


2. Lösbare Reibungskupplung *R* zum Ausschalten der Reibungsräder auf Steilrampen (Abb. 28 bis 31).*) Maschine als Zahnrad oder als Reibungsmaschine arbeitend, bzw. auch wie 1. Reibungs- und Zahnradachsen durch Stangen gekuppelt, Triebzahnräder lose.

3. Gesonderte Zahnrad- und Reibungsmotoren, die auf Steilrampen gemeinsam arbeiten. Zwei gesonderte Anlasser (Abb. 32 u. 33). Es kann auch mit einem Anlasser ein Zahnrad- und ein Reibungsmotor geschaltet werden (Berner Oberlandbahnen).

Abb. 26 u. 27.





Uebliche Umdrehungszahl der Motoren etwa 700 i. 1 Min; durch Vorgelege übertragen.

Antriebkolben auf **Ring-Rutschkupplung****) gesetzt, die zu

*) Patent der Schweiz. Lokomotivfabrik Winterthur Nr. 16 245.
**) Entwurf und Ausführung der Schweiz. Lokomotivfabrik Winterthur.

schroffes Anhalten beim Bremsen und bei Kurzschlufs, Aenderungen der Winkelgeschwindigkeit der Rotoren und Ungleichheiten in der Zahnstangenteilung mildert. Bei Gleichstrom immer angewendet.

Bei reinen Zahnradlokomotiven wird häufig zur Mehrbelastung der Lokomotive der Wagen an der Maschine aufgehängt (Rowan-Wagen). Die Mehrbelastung beträgt 2 bis 3 t.

Abb. 30 u. 31.

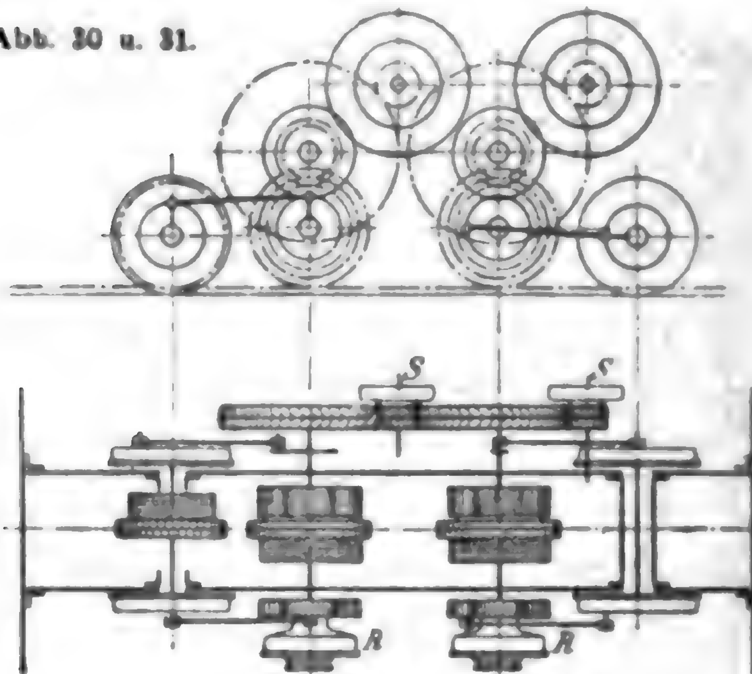
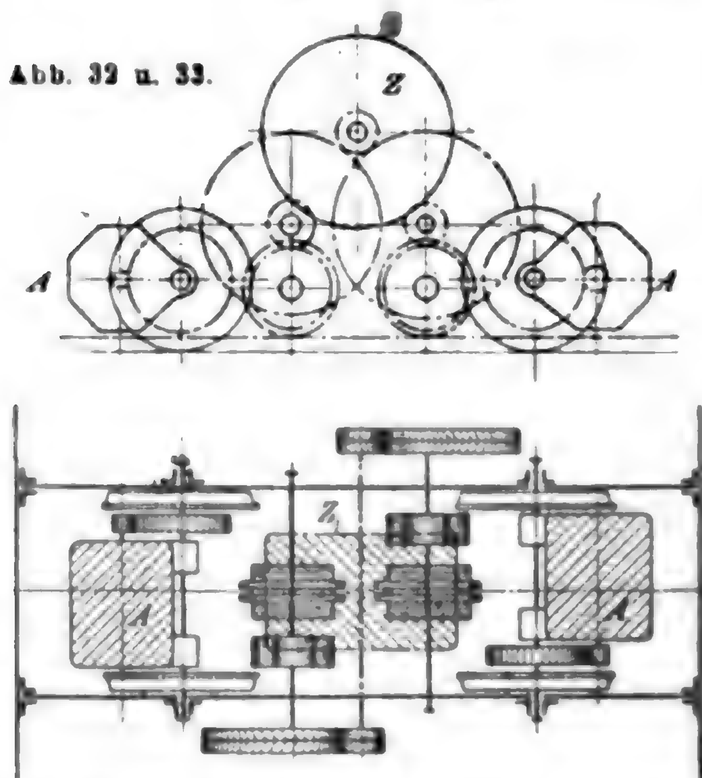


Abb. 32 u. 33.



d. Triebwagen.

(Automobilwagen).

1. Mit durch Zahnräder gekuppelten Zahn- und Reibungs-Triebrädern (Abb. 34 u. 35), Motoren je zu zweien in einem Drehgestell (Truck) gelagert. Alle vier Motoren parallel oder die Drehgestelle in Reihe arbeitend.

2. Mit getrennten Zahnrad- und Reibungsmotoren; Reibungsachsen durch Kuppelstangen verbunden, Drehzapfen nach dem Reibungsmotor hin verschoben (Abb. 36 u. 37). Auf Steilrampe arbeiten beide Motorarten gleichzeitig. Drehgestell mit kurzen Federn auf den Achsen, der Wagenkasten mit Federn auf einem Querträger in der Spurpfanne ruhend.

e. Stromart und Stromführung.

α) **Gleichstrom** mit Oberleitung und Betriebsspannung von 750 bis 1500 V (für letztere Spannung Motoren in Reihe); oder mit dritter Schiene und 500 bis 800 V. Rückleitung durch die Schienen.

β) **Drehstrom**, wenn Kraftwerk weit entfernt liegt. Hochgespannte Ströme von 5000 bis 7000 V an der Verbrauchsstelle umgeformt. Zweipolige Fahrleitung und Schienenrückleitung bei 750 V und 32 bis 50 Wechseln.

Für dritte Schiene Unterbrechung bei Wegübergängen und Weichen, Stromführung durch unterirdische Kabel. In Stationen ist die dritte Schiene durch Holzleisten abzudecken.

Grz. § 16[1]. Bei elektrisch betriebenen Bahnen mit Stromzuführung durch dritte Schiene müssen Wegübergänge in Schienenhöhe mindestens in voller Breite von der

dritten Schiene freigehalten werden. In und neben dem Gleise beiderseits vom Wegübergange müssen Einrichtungen zum Schutze gegen unbeabsichtigte Berührung der dritten Schiene getroffen werden.

Bei elektrisch betriebenen Bahnen mit Stromzuführung durch dritte Schiene sind an sämtlichen Wegübergängen in Schienenhöhe beiderseits der Bahn Warnungstafeln aufzustellen, die in augenfälliger Weise (rote Schrift, Blitzpfeil) davor warnen, die dritte Schiene zu berühren.

Die Fahrzeuge erhalten an beiden Enden Stromabnehmer (Schleifschuhe), damit die Stromunterbrechung bei Wegübergängen vermieden wird.

Gleichstrom gestattet Anwendung von Pufferbatterien, die bei gröfster Zugkraftleistung Energie in die Arbeitsleitung abgeben, bei kleinen Leistungen aber geladen werden. Bei Anwendung von Wasserkraft Aufladen der Batterie während der Nacht. Steigerung der Leistungsfähigkeit (Zugfolge) weniger beeinflufst als bei Drehstrom.

Abb. 34 u. 35.

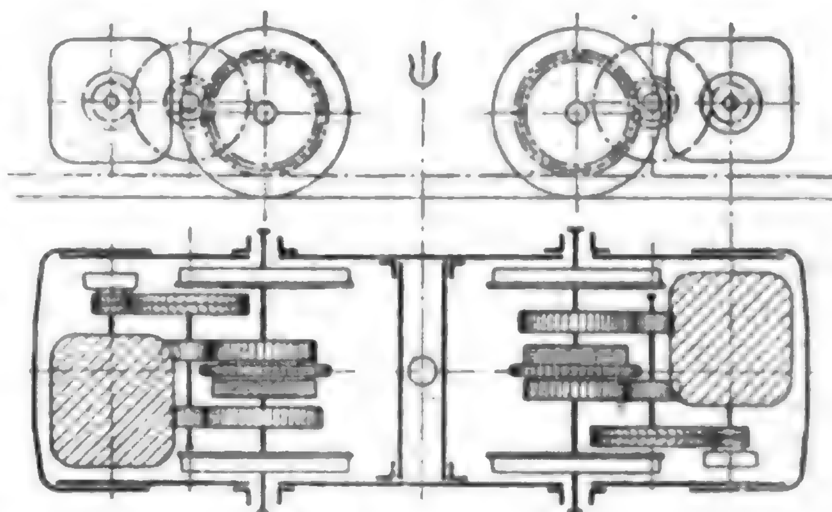
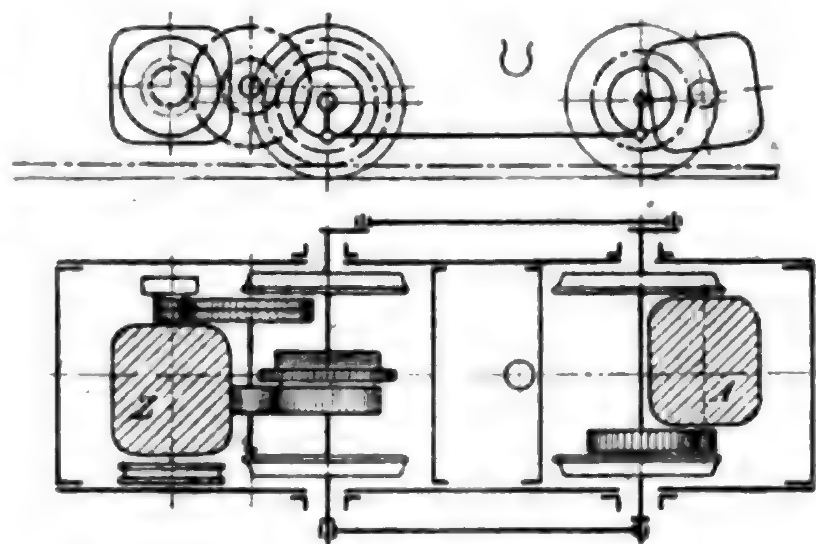


Abb. 36 u. 37.



3. Bremsen.

a. Mechanische Bremsen (S. 812 ff.).

1. Handbremsen. In verschiedenster Zusammenstellung, einfach oder vereinigt wirkend. Glatte oder geriffelte Klötze oder Bänder (Martinstahl von 40 bis 45 kg, 25 bis 20 %), letztere mit Holz, Graugufs oder Bronzefutter. Umspannter Winkel meist 270°; Rillen von 90° (seltener von 60°). Bei elektrischen Fahrzeugen Bremsweg wegen der grofsen umlaufenden Massen nicht zu kurz (10 bis 15 m).

Sperrbremsen für Motorwagen zu empfehlen, da bei Bergfahrt und Stromunterbrechung jeder Rücklauf des Fahrzeuges ausgeschlossen ist.

2. Durchgehende Bremsen auf 1. wirkend. Bauarten: Hardy, Klose, Heberlein, Westinghouse u. a.

3. Selbsttätige Bremsen. (Für Dampflokomotiven Dampfbremse, die durch einen Geschwindigkeitsschalter betätigt wird.) Bei elektrischen Maschinen auf die Motorenachsen wirkende Schraubenfeder- oder Fallgewichtsbremse, die nicht nur bei Geschwindigkeitsüberschreitung (durch

Fliehkraftschalter), sondern auch vom Maschinisten oder vom Schaffner betätigt werden kann.

Fliehkraftbremsschalter bei gemischten Bahnen, die keine reinen Zahnradmotoren haben, auf der Zahnstangenstrecke von Hand oder selbsttätig eingerückt.

b. Elektrische Bremsen.

1. Bei **Gleichstrom** Geschwindigkeitsregelung mittels Nebenschlufsbremswiderstand; unter Umständen ein Motor als Generator auf den anderen Motor wirkend, Stromabnahme niedergezogen, freie Arbeit in Wärme umgesetzt. Ausreichende Lüftung der Widerstände durch Windflügel mit besonderem Antrieb erforderlich.

2. Bei **Drehstrom** Regelung der als Generatoren arbeitenden Motoren (sobald $v > v_1$ des synchronen Ganges), die als Reihen-Gleichstrommotoren Wechselstrom (Drehstrom) erzeugen, durch Einschalten von Widerständen in den sekundären Stromkreis. Solange Stations- und Lokomotivmaschine elektrisch verbunden sind, tritt keine Beschleunigung ein; nötigenfalls Kraftmaschine künstlich belastet (Wasserwiderstand).

c. Elektromagnetische Schienenbremsen mehrfach angewendet. (Vgl. El. Kraftbetr. u. B., 1914, S. 5.)

4. Einzelteile und Ausrüstung der Lokomotiven.

Bei **Zahnradübersetzungen** nie Stahlgufs auf Stahlgufs laufen lassen. Erste Uebersetzung der Zahnradmotoren mit $\wedge$-Zähnen, deren Teilung meist 6π beträgt. Zweite Uebersetzung mit geraden Zähnen und 9 bis 12π Teilung. Feine Teilung sichert ruhigen Gang.

Antriebskolben aus Tiegelstahl von 75 bis 85 kg Festigkeit und 12 % Dehnung, zugehöriges Rad aus geschmiedetem Martinstahl (55 bis 60 kg, 20 %); Achsen aus Martinstahl (55 bis 60 kg, 20 vH); Stahlgufs-Uebersetzungsräder mit 50 kg Festigkeit und 15 % Dehnung.

Dichte Blechverschalung, reichliche Fettschmierung.

Rahmenbau aus glatten oder geprefsten Blechen; für kleine Geschwindigkeiten keine Federung notwendig.

Grs. § 61[3]. Zahnradlokomotiven sollen auch mit Bahnräumern für die Zahnräder versehen sein.

Sicherheitsanker. Bei Leiterzahnstange unnötig, Führung durch Zahnstangenwangen; bei Abtscher Zahnstange Anker verschiedener Form, zwischen den Zahnplatten geführt. Strub verwendet Zangen oder an den Bremsscheiben (Stahlgufs von 60 kg und 12 %) angegossene Führungsränder. Zange möglichst nahe der Bergwärtstragachse, vorteilhaft elastisch gelagert.

Wasserkasten zur Kühlung der Bremsscheiben bei Nottalfahrt mit Handbremse.

Sandstreuer mit Hand- oder Luftbetrieb für gemischte Triebfahrzeuge.

Geschwindigkeitsmesser von einer Tragachse, den Kuppelstangen oder von der Vorgelegewelle aus angetrieben (System Hasler, Tel u. a.).

5. Zugkraft und Leistung.

a. Der Eigenwiderstand der Lokomotive beträgt 16 bis 30 kg/t (i. M. 24 kg/t), derjenige der Wagen 4 bis 10 kg/t (i. M. 6 kg/t). Dazu kommen noch Reibungswiderstände des Zahnradtriebes mit rd. 4 %, Krümmungswiderstände usw. Die Reibung zwischen Rad und Zahnstange beträgt 0,01 bis 0,02, diejenige des Vorgeleges 0,02 bis 0,03 des Zahndruckes.

b. Zugkraft Z (in kg) (S. 719). Es bezeichnet:

s den Kolbenhub in cm,
d den Kolbendurchmesser in cm,
p den Kesselüberdruck in at, $p_m = 0{,}5$ bis $0{,}65\,p$,
D_z den Durchmesser des Triebzahnrades im Teilkreis in cm ($Z = 5500$ bis 13000 kg),
D_a den Durchmesser der Reibungsräder in cm,
$r : r_1$ die Zahnrad- oder Schwinghebelübersetzung,
e die Betriebsspannung in Volt,
J die Stromstärke in Amp,
V die Fahrgeschwindigkeit in km/st;
n die minutliche Umdrehungszahl der Triebzahnräder,
φ den Wirkungsgrad $= 0{,}8$ bis $0{,}85$ bei doppelter; $0{,}9$ bis $0{,}92$ bei einfacher Uebersetzung u.
N die Maschinenleistung in PS oder KW.

Es ist dann:

1. bei Dampflokomotiven

$$Z = p_m \frac{d^2 l}{D_z} \frac{r}{r_1} \cdot \quad \text{Reine Zahnradlokomotiven.}$$

$$Z = 0{,}96\, p_m \frac{d^2 l}{D_a} + 0{,}85\, p_m \frac{d^2 l}{D_z} \cdot \quad \text{Gemischte Lokomotiven.}$$

2. bei elektrischen Lokomotiven $Z = \varphi\, 194{,}6 \dfrac{V \,.\, J}{n D_z} \cdot \mu.$

Die Leistung ist: $N = \dfrac{Z \,.\, V}{270}$ in PS und $N = \dfrac{Z \,.\, V}{367}$ in KW.

Die Fahrgeschwindigkeit beträgt 6 bis 12 km/st, je nach der Steigung, im Mittel 7,5 km/st. Eine Dampflokomotive von rd. 16 t Gewicht schiebt auf Steigungen von

25 % 1 Wagen mit 60 Personen
20 „ 2 „ „ 100 „
15 „ 3 „ „ 150 „

c. Lokomotivgewicht $Q = Nc$ in kg, wenn N in PS.

Werte für c.

	Reine Zahnrad-lokomotiven	Gemischte Lokomotiven 2 Zyl.	Gemischte Lokomotiven 4 Zyl.	Triebwagen gemischt
Dampfbetrieb . . .	100 bis 110	110 bis 120	120 bis 150	—
Elektrischer Betrieb	60	70		80

6. Wagen.

Die **Wagen** der eigentlichen, fast ausschliefslich dem Touristenverkehr dienenden Zahnradbahnen sind halboffen oder geschlossen, von möglichst geringem Eigengewicht. Sie haben bei reinen Zahnradbahnen gewöhnlich nur eine Klasse. Stufenförmig angeordnete Abteile von 8 bis 12 Plätzen. Kastenbreite 2,1 bis 3 m. Starke Federn wegen sicheren Bremszahnradeingriffs. Bremszahnrad lose auf einer Laufachse oder auf besonderer Achse gelagert. Für gemischten Betrieb durchgehende Bremse nach verschiedenen Bauarten. Bei schweren Zügen und $s \lesseqgtr 80^0/_{00}$ genügen die Reibungsbremsen.

Auf verschiedenen elektrischen Bahnen ist der Wagen mit seinem unteren Ende pendelnd an der Lokomotive aufgehängt (Bauart Rowan), wodurch die Achsen der Lokomotive Mehrbelastung gegen Aufsteigen der Zahnräder erfahren.

Bei halboffenen Wagen beträgt das Eigengewicht für einen Fahrgast (60) 80 bis 180 kg, bei geschlossenen Wagen 150 bis 250 kg. Für Gewichtsvergleich ist die Wagengrundfläche mafsgebend. Bei reinen Dampfzahnradbahnen beträgt das Gesamtgewicht 0,55 t/qm, bei elektrischen Lokomotiven 1,04 t/qm, bei vereinigten Fahrzeugen 0,65 t/qm.

Zum Umstellen in geringen Steigungen sind die Wagen mit Kuppelhaken versehen, die vom Wagenführer mittels Zug gelüftet werden, sobald in die Steigung eingefahren wird.

Personenwagen mit 40 bis 50 Plätzen; Eigengewicht für einen Platz bei Motorwagen 665 bis 800 kg.

Für die Wagen der Zahnradbahnen gelten, soweit zutreffende Verhältnisse bestehen, dieselben Bestimmungen wie für Wagen von Reibungsbahnen, aufserdem die folgenden:

1. Jeder Wagen einer reinen Zahnradbahn mufs mit einer Zahnradbremse, bei gemischtem Reibungs- und Zahnradbetrieb mit einer Reibungs- und einer Zahnradbremse versehen sein.

2. Wenn die Lokomotive bei der Bergfahrt an der Spitze des Zuges steht, so müssen sämtliche Wagen für durchgehende selbsttätige Bremsung, sowohl auf Zahnräder als auch auf Reibungsräder wirkend eingerichtet sein.

Bei grofsen Zahnradbahnen und Steigungen $\lesseqgtr 80^0/_{00}$ kommen die gewöhnlichen Personen- und Güterwagen der angrenzenden Bahnen gleicher Spurweite zur Verwendung. Immerhin ist das Vorhandensein einer genügenden Anzahl bedienter Wagenbremsen Vorschrift.

Güterwagen für 5 und 10 t Ladegewicht haben ein Eigengewicht von 3,2 bis 9 t.

Ersatzteile u. -Stoffe. Vollständige Radsätze mit zugehörigen Lagerschalen; Vorgelegewelle mit Zahnrädern und Lagern; Zahnräder und Zahnkränze; Bremsklötze und Bremsbänder; Federn zur Motoraufhängung; Stromabnehmer. Stahl, Eisen und andere Rohstoffe in verschiedener Form.

III. Standseilbahnen.*)

A. Drahtseile.**)

1. Drahtseile für Grubenseilbahnen.

Draht von 70 bis 180 kg/qmm Bruchfestigkeit; Drahtdurchm. 1,0 bis 2,0 mm. Rundseile in Albertschlag oder Flachlitzenseile (Tafeln I. Bd. S. 849 ff.). Lebensdauer der Seile bei Anwendung von Anschlufskettchen, bzw. englischen Mitnehmern, bzw. Hanfknoten, bzw. Metallknoten 5, bzw. 4, bzw. $3^1/_3$, bzw. $2^1/_3$ Jahre. Für saure Wasser ist Zinkschutz ungenügend, dagegen ausgiebige Schmierung zu empfehlen.

Seilerneuerungskosten etwa 0,2 Pf/t.

Der kleinste Antriebscheibendurchm. D mm berechnet sich aus dem Drahtdurchm. δ mm zu $\delta\omega$ mm.

Werte für ω.

(Angabe der St. Egydyer Eisen- u. Stahl-Ind.-Ges., Wien.)

Seilart	Flufseisendraht	Flufsstahldraht	Patent-Stahldraht		
Bruchfestigkeit in kg/qmm	60 bis 65	70 bis 80	120 bis 130	150 bis 160	180 bis 190
Förderseile bis zu 6 m Seilgeschwindigkeit	1000		1200	1500	1800
$v > 6$ m „	1200		1500	1800	2000
Bremsbergseile	400		500	600	—
Aufzugseile	300		300	400	500

2. Seile für Vergnügungs(Touristen-)bahnen.

Meist nur ein Zugseil; ein zweites Seil als Gewichtsausgleich-(Ballast-)seil; oder als Sicherheitsseil bei Bruch des Zugseiles (in Europa selten).

In Betracht kommen runde Litzenseile in Albertschlag, flach- und dreikantlitzige Seile sowie für Wasserlastbahnen feindrähtige verschlossene Seile. Drahtstärke 1 bis 3 mm; Drahtzahl 48, 72, 84, 108, 126 und 144. Seildurchm. für Rundlitzenseile 20 bis 44 mm, für Flachlitzenseile 25 bis 30 mm und für verschlossene Seile 18 bis 35 mm.

Seilgewicht 1,5 bis 6 kg/m; Bruchfestigkeit 70 bis 180 kg/qmm; Sicherheitsgrad 8 bis 16. Lebensdauer der Seile 1 bis $12^1/_2$ Jahre (Tafeln I. Bd. S. 849 ff.).

Gebrochene Drähte tragen nach viermaliger Litzenschlaglänge wieder voll mit. Die Anwendung eines schwereren Seiles, als die Rechnung ergibt, kann u. a. den Bau einer Drahtseilbahn ermöglichen.

Schmierung der Seile mit Fichtenteer und Talg (10 : 1). Verschiedene Schmiervorrichtungen.

B. Grubenseilbahnen***).

Näheres über Gesamtanordnung und Einzelheiten vgl. II. Bd. S. 539 ff.

*) Vgl. H. d. I.-W. V. Teil, 8. Bd.; v. Hanffstengel, Förderung von Massengütern; Buhle, Massentransport. — **) Hrabák, Die Drahtseile.
***) Vgl. Bansen, Die Streckenförderung.

1. Streckenbau.

a) **Oberbau.** Spurweite 450 bis 800 mm. Schienen aus Flufsstahl ($l = 5$ bis 7 m, $h = 60$ bis 80 mm, $p = 5$ bis 12 kg/m). Holzschwellen (80 × 100 bis 120 × 150 mm) in 0,6 bis 0,8 m Entfernung, getränkt.

Schienenbefestigung mit Hakennägeln oder Schrauben. Eiserne Schwellen und Klemmplattenbefestigung selten. Krümmungen von 30 bis 40 m Halbm., oft 10 m und weniger.

Spurerweiterung 15 bis 20 mm, Schienenüberhöhung $^1/_{10}$ bis $^1/_{20}$ der Spurweite. Zwangschienen. Wendeplatten, da Drehscheiben wegen Verschmutzung nicht anwendbar.

Kreuzung von Ausweichstellen und Unterseil durch selbsttätig sich einstellende Flacheisenzungen, die das Seil decken.

b) **Weichen.** Es sind zu unterscheiden:

a) Unverstellbare (für Handförderung),

b) Verstellbare:

1. Zungenweichen. Mit Fufs oder eigener Stellvorrichtung. u. Umst. durch Feder oder Gewicht selbsttätig verschoben.
2. Stofsweichen.
3. Kletterweichen (für vorübergehende Abzweigung).

2. Fahrzeuge.

a) **Wagen.** **Kastenform** so gewählt, dafs Streckenquerschnitt gut ausgenutzt ist. Für grofse scharfkantige Förderstücke Holzkasten. Wandstärke 25 bis 50 mm, Boden 40 bis 70 mm. Eisenbeschläge, L-Eisen-Eckverbindung. Langhölzer mit Beschlägen als Puffer dienend.

Eisenkasten aus 4 bis 6 mm-Blech.

Räder meist aus Stahl- oder Hartgufs ($D = 250$ bis 450 mm); Radbreite 50 bis 60 mm bzw. 25 bis 30 mm breiter als Schienenkopf. Bei Bremsbergen wegen Ausweichstelle bisweilen Doppelspurkranz.

Achsstand nur 30 bis 80 mm gröfser als Raddurchm.

Räder entweder auf losen Achsen oder auf Zapfen fester Achsen. Für scharfe Krümmungen an jeder Achse ein loses Rad. Gute Schmierung schwierig. Wagenhöhe über Schienenoberkante 0,9 bis 1,2 m; Breite 0,6 bis 0,83 m; Wagenabstand 15 bis 20 m.

b) **Bremsen.** Hebel mit Holzklotz, der sich selbsttätig vom Rad abhebt.

Handbremse:	Druck des Förderers	20 bis 30 kg,
Fufsbremse:	„ „ „	40 „ 60 „ .

Entleeren der Wagen durch:

1. Neigen bzw. Umkippen (vorwärts oder seitwärts) der Wagen oder der Kasten,
2. Türen in Boden oder Wänden;
3. Umdrehen der ganzen Wagen auf Sturzvorrichtungen (Wippern). (Drehungswinkel etwa 150°.)

Eigengewicht der Wagen etwa 45 bis 55 % der Ladung.

Ladung für Erz	900 kg,
„ „ Kohle	600 „ .

3. Kraftbedarf.

Es sei

p das Gewicht des leeren Wagens in t,
P „ „ der Ladung in t,
q „ „ des auf den Wagen entfallenden Seilstückes = Wagenabstand (15 bis 20 m) in kg,
w der Wagenwiderstand = 8 bis 12 bis 20 kg/t (0,008 bis 0,012 bis 0,02),
α der Neigungswinkel der Bahn,
Z die erforderliche Zugkraft,

dann wird für einen leeren bzw. beladenen Wagen auf söhliger Bahn: $Z = (p + q)\,w$ bzw. $z = (p + P + q)\,w$ . . . (1)

Für geneigte Bahn und aufwärts gehende beladene Wagen

$$Z = (P + p + q) \cdot (\sin\alpha + w\cos\alpha) \quad . \; . \; . \; . \quad (2)$$

Für abwärts gehende beladene Wagen

$$Z = (P + p + q)\,(w\cos\alpha - \sin\alpha) \quad . \; . \; . \; . \; . \quad (3)$$

Selbsttätiger Betrieb (Neigung 10 bis 12 %) ergibt einen Kraftüberschufs $U = (P + p + q)\,(\sin\alpha - w\cos\alpha)$ . . . . . (4)

In Krümmungen ist Z um 20 bis 30 % zu vergröfsern. Vorteilhaft in Richtung des Vollaufes der Strecke ein Gefälle von 0,5 bis 0,6 %.

C. Vergnügungs(Touristen-)bahnen.*)

(Oesterreichische Eisenbahnvorschriften vgl. „Sammlung von Normalien und Konstitutivurkunden auf dem Gebiete des Eisenbahnwesens". Herausgegeben vom k. k. Eisenbahnministerium. Druck und Verlag der k. k. Hof- und Staatsdruckerei Wien.)

Die **Baukosten** elektrisch betriebener Bahnen betragen 260 000 bis 1 277 000 ℳ/km, also durchschnittlich 458 660 ℳ/km.

1. Betriebsarten.

Fast ausnahmslos mit Doppelbetrieb, d. h. ein Wagen bergwärts, der andere talwärts fahrend, wodurch Schwerkraft des letzteren nutzbringend verwertet wird. Steigungen S = 6 bis 70 %; Höhenunterschied H = 30 bis 1400 m. Unerläfslich sind: zuverlässige Seile und Bremsen, kleine Fahrgeschwindigkeit und einfacher Betrieb.

Fast ausschliefslich zwei Bauarten:

1. **Wasserüberlast** des oberen Wagens, Zahnstange und Zahnrad (des abwärts fahrenden Wagens) als Geschwindigkeitsregler und Bremsmittel.
2. **Kraftmaschinen** mit Bremsen (meist in der oberen Station) und an den Keilkopflaufschienen angreifende Wagennotbremse.

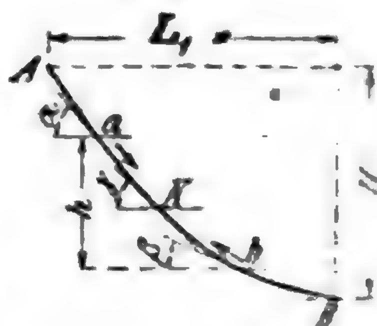
2. Linienführung.

Bei jeder Anlage wird **ein richtiges Längenprofil** angestrebt.**) Dasselbe ist vorhanden, wenn während der ganzen Fahrt die Geschwindigkeit der gleichmäfsig belasteten Wagen gleichförmig und die Bremsarbeit

*) Vgl. H. d. I.-W. V. Abt. 3. Bd. 2. Aufl.; Lévy-Lambert, Les Ch. d. f. funiculaires; Strub, Drahtseilbahnen der Schweiz; Walloth, Drahtseilbahnen der Schweiz.
**) S. Organ 1913 S. 393 ff. Der theoretische Längenschnitt von Drahtseilbahnen mit Doppelbetrieb von Reckenschufs. Schweiz. Bauz. 1909, II S. 96 ff.

gleich null ist (bis jetzt bei keiner Bahn ganz erreicht). Bei kurzen Bahnen spielen die Bahnwiderstände eine Hauptrolle. Die Gleichung der Schnittkurve ergibt eine Parabel.

Abb. 1.



Für den Längsschnitt AB (Abb. 1) sei:

L_1 die wagerechte Länge,
L „ schief gemessene Länge,
H der Höhenunterschied,
α, β, γ die Neigungswinkel der Bahn,
h der Höhenunterschied ab,
p das Seilgewicht in kg/m,
$C = 0{,}008\, p\, L$ die notwendige Kraft zur Erhaltung der Bewegung auf ebener Strecke (auch von den Krümmungen abhängig).
P das Gewicht des aufwärts fahrenden Wagens in t,
P_1 „ Gewicht des abwärts fahrenden Wagens in t,
Q der Wasserballast des abwärts fahrenden Wagens in t,
Z die Zugkraft des Motors am Seil in kg,
w der Wagenwiderstand $= 3$ kg/t.

Gleichung des theoretischen Profils für Bahnen mit Lastwasser (nach Vautier)

$$y = \frac{L}{L_1}\left[\frac{(P+P_1+Q)f+C}{P_1+Q-P} - \frac{pH}{P+P_1+Q}\right]x + \frac{(P+P_1+Q)f+C}{P_1+Q-P}\cdot\frac{p}{P+P_1+Q}\left(\frac{L}{L_1}\right)^2 x^2, \quad . \quad (5)$$

$$Q = \frac{(P-P_1)H + (P+P_1)Lf + CL}{H - fL}.$$

Wird $\sin\gamma = \dfrac{(P+P_1+Q)f+C}{P_1+Q-P} = M$ und

$$\frac{p}{P+P_1+Q} = N$$

gesetzt und angenommen, dafs Teilstrecken auf AB gleich ihren Horizontalprojektionen seien, also auch $L = L_1$, so folgt

$$y = \frac{L}{L_1}(M - NH)\,x + MN\left(\frac{L}{L_1}\right)^2 x^2. \quad . \quad . \quad . \quad (6)$$

Der begangene Fehler wird dadurch berücksichtigt, dafs dem Faktor von x^2 ein Wert von $\dfrac{H-y}{x^2}$ algebraisch zugezählt wird.

Für Antrieb durch einen Motor lautet Formel 5) (nach Vautier)*)

$$y = \frac{L}{L_1}\left[\frac{Z-(P+P_1)w-C}{P-P_1} - \frac{p\,.\,H}{P+P_1}\right]x + \frac{Z-(P+P_1)w-C}{P-P_1}\cdot\frac{p}{P+P_1}\cdot\left(\frac{L}{L_1}\right)^2 x^2 \quad . \quad . \quad (7)$$

*) Vgl. A. Vautier, Etude des Chemins de fer funiculaires 1893.

Für $\frac{Z-(P+P_1)w-C}{P-P_1}=M; \quad \frac{p}{P+P_1}=N$

ergibt sich der Gröfstwert von Z zu

$$Z=P\sin\beta-P_1\sin\alpha\pm ph+(P+P_1)w+C,$$

wobei ph positiv, wenn talwärts fahrender Zug oberhalb, und negativ, wenn unterhalb der Kreuzung.

Das **zusätzliche** Wasserübergewicht zum **Anfahren** ergibt sich, wenn G das Gewicht aller in Bewegung befindlichen Seilrollen, und l den Weg (etwa 50 bis 100 m), den der Wagen bis zum Erreichen der Normalgeschwindigkeit v zurücklegen mufs, bezeichnen, zu

$$q=\frac{(P+P_1+Q+p\,.\,L+G)\,v^2}{2\,g\,l\sin\alpha-v^2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (8)$$

Für Bahnen mit Ausgleichseil ist statt pL einzusetzen $2\,pL$.

Zusatzkraft für Anfahren mit Motor

$$s=\frac{P+pl'+G}{l}\cdot\frac{v^2}{2g} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (9)$$

wobei l' die Seillänge zwischen beladenem Wagen und Motor.

Anfahren mit Wasserlast auch durch Einführung eines gröfseren Gefälles am oberen Ende erreicht, indem die obere Station um

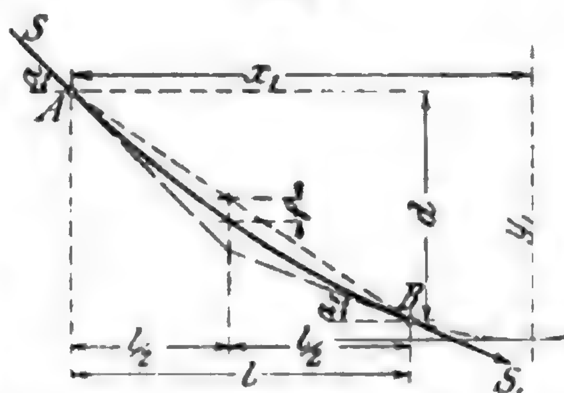
$$h'=\frac{P+P_1+Q+Lp+G}{2g\,(P_1+Q)}\,v^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (10)$$

höher gelegt wird (etwa 0,4 bis 0,8 m).

Es kann auch das untere Gefälle verringert oder h' auf die beiden Endstationen verteilt werden (oben +, unten —).

In **Uebergangskurven** darf sich das Seil nicht aus den Rollen heben, deshalb letztere in oder über diejenige Kurve gelegt, die das Seil bei stärkster Spannung einnimmt.

Abb. 2.



Bezeichnet in Abb. 2

p_1 das Seilgewicht in kg/m Horizontalprojektion $=p\left[1+\frac{1}{8}\,(\text{tg}\,\alpha+\text{tg}\,\alpha_1)^2\right]$,

l die Länge der Uebergangskurve,

S „ Seilspannung in A,

S_1 „ „ „ B,

so lautet die Gleichung der durch AB gehenden Parabel

$$y=(d+4f)\frac{x}{l}-4f\frac{x^2}{l^2}, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (11)$$

$$x_1=\frac{d+4f}{8f}\cdot l \quad \text{und} \quad y_1=\frac{(d+4f)^2}{16f},$$

$$\text{tg}\,\alpha=\frac{d+4f}{l}, \qquad \text{tg}\,\alpha_1=\frac{d-4f}{l},$$

$$l=\frac{S_1\cos\alpha_1}{p_1}\,(\text{tg}\,\alpha-\text{tg}\,\alpha_1)=\frac{S\cos\alpha}{p_1}\,(\text{tg}\,\alpha-\text{tg}\,\alpha_1) \quad (12)$$

oder angenähert

$$l = \frac{S}{p} (\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \alpha_1), \quad \ldots \ldots \quad (12a)$$

$$f = \frac{l}{8} (\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \alpha_1) = \frac{p_1 l^2}{8 S_1 \cos \alpha_1}. \quad \ldots \ldots \quad (13)$$

$$d = \frac{l}{2} (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \alpha_1).$$

3. Streckenbau.

a) **Unterbau.** Erdanschüttungen nur in beschränktem Mafse zulässig, gröfsere Dämme durch Brücken (Viadukte) zu ersetzen. Schwellen meist auf zwei in den Baugrund eingetreppten, wagerecht aufgebauten und mit einer Rollschicht parallel zur Bahnneigung abgedeckten Mauern, deren Zwischenraum mit Schotter ausgefüllt wird, gelagert; Fugen mit Zementmörtel ausgegossen. Auf jede Schienenlänge (10 m) 2 bis 3 Paar Ankerschrauben. Dem Wandern des Oberbaues durch Steinsätze und Betonklötze (in 80 bis 100 m Abstand) begegnet. Bis etwa zu 33 % Steigung wird Schotterbettung mit Holz- oder Eisenschwellen verwendet.

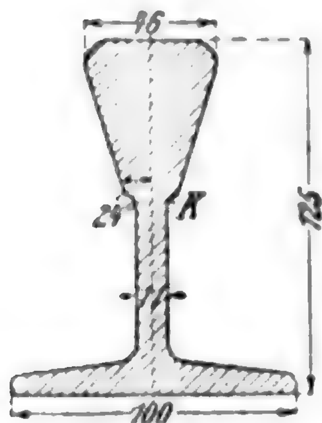
Strafsen werden unter- oder überführt, ausnahmsweise Klappbrücken.*) Größte Drehung zwischen Anfang und Endpunkt ca. 110°.**)

Fast durchweg Einfriedigung. Zwischen Rollmaterialbegrenzung und Lichtraumprofil 600 mm, so dafs in Tunneln die Türen geöffnet werden können. Tunnel erhalten alle 50 m Nischen. Diensttreppe auf ganzer Bahnlänge.

b) **Oberbau.** Möglichst haltbar gegen Verschiebungen nach unten. Spurweiten von 750 bis 1435 mm, jetzt meist 1000 mm.

Gleisanordnung: 4 Schienen; oben 4 und unten 3 Schienen; 3 Schienen (in der Ausweichstelle 4); 2 Schienen (eingleisig) und mittlere Ausweiche, wobei der äufsere, durchgehende Schienenstrang den mit Doppelspurkranz versehenen Wagenrädern als Führung dient (Bauart Abt). Die (symm. oder unsymm.) Ausweiche erhält ein gerades Stück ⋝ Radstand. Krümmungen der Ausweichen wegen Bremszangendurchfahrt meist ⋝ 250 m Halbm.

Abb. 3.



Schienen. Bei eingelegter Zahnstange gewöhnliche oder breitfüfsige Vignoles-Schienen, für Wagen mit Zangenbremsen Keilkopfschienen (Abb. 3), Schienenstofs meist schwebend. Keilkopfschienen, jetzt fast ausschliefslich angewendet, haben durchschnittl. Höhe von 125 mm, Kopfbreite 44 bis 46 mm, Fufsbreite 90 bis 100 mm, $p = 23{,}5$ bis 26 kg/m (K Laschenkehle).

Die übliche Ausweiche hat 85 m Länge (Krümmungen $R = 250$ bis 300 m).

Zahnstange. Leiterzahnstange sowie Bauart Abt und Strub (S. 889). Zahnstangen-**Sicherheitsanker** für alle drei Bauarten angewendet, weil

*) Elektr. Bahnen u. Betriebe 1906 S. 574 ff.
**) Vgl. Rivista tecnica 1912, S. 183, 7, Monte Bré.

das Zahnrad wegen geringer Achsbelastung beim Bremsen leicht aufsteigt.

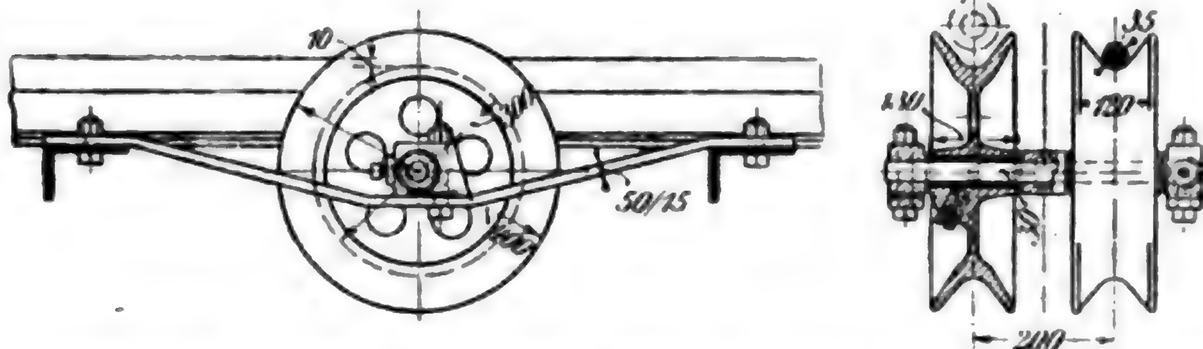
Schwellen aus Holz (Eiche oder Lärche) oder Eisen. ⌒-Eisen, meist $l = 160$ cm, $b = 20{,}6$ cm, $h = 6$ cm, $p = 13{,}4$ kg/m; ┏-Eisen 120/80/9, $l = 150$ cm, $p = 14$ kg/m. ┏-Schwellen werden fast ausschliefslich angewendet, längerer Schenkel als Schienenauflager.

c) **Seilbau. Zugseile** für Wasserlastbahnen in neuerer Zeit nur verschlossene Seile, die aber für Motorbetrieb nicht anwendbar sind. Aufserdem werden verwendet: Rundseile aus 42 bis 144 Drähten sowie flach- und dreikantlitzige Seile (II. Bd. S. 540).

Die gröfste Seilspannung darf, einschliefslich des Spannungsverlustes auf den Rollen, $^1/_4$ Bruchbelastung nicht übersteigen, wobei auf die Querschnittsänderung infolge des Gebrauchs Rücksicht zu nehmen ist. Zur Vergröfserung der Seilreibung wird dasselbe mehrmals über die Antriebscheibe geführt, indem Umlenkscheiben verwendet werden. Offene und gekreuzte (∞-förmige) Umschlingungen.

Das **Ausgleichseil,** die unteren Wagenenden verbindend, hat aufzunehmen: die eigene Gewichtskomponente in der Bahnrichtung sowie Reibungs- und Spannungsverluste bei der Bewegung über die Rollen. Meist ein altes Zugseil verwendet.

Abb. 4.

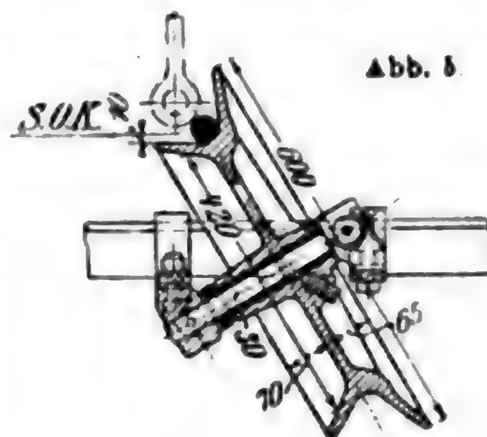


Tragrollen. Damit das Seil nicht auf dem Boden schleift, wird es in mittlerer Entfernung e (8 bis 10 m) durch Rollen (Abb. 4) ($d = 120$ bis 600 mm) getragen. Nach Vautier ist

$$e = \sqrt{\frac{8 f S_{\min}}{p}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (14)$$

wobei f die senkrechte Höhe der Rollenkehle über dem Boden bezeichnet. Rollenabstand immer kleiner zu wählen als nach Rechnung; in Krümmungen wegen Seilablenkung ebenfalls verkleinert.

Abb. 5



Ausweichen und andere Gleiskrümmungen erhalten geneigte (schiefe) Seilrollen (Abb. 5), bei denen das Seil gegen den höheren Rand drückt. Rollen, die meist lose auf Achse sitzen, aus Graugufs oder aus Prefsblech mit Holz oder Gufsfutter durch konsistentes Fett geschmiert. Die Seiltragrollen werden von unten

nach oben numeriert und dienen so zur Bezeichnung von Strecke und Seil. Ausnahmsweise **Seildruckrollen** verwendet.

Ablenkrollen bei Wasserlastbahnen zur Seilleitung zwischen Strecke und **Umleitrolle,** an der die beiden Wagen hängen. Umleitrolle meist mit leder- oder hartholzbelegter Rille, deren Abnutzung sehr verschieden ist.*)

d) **Hochbauten** möglichst einfach. In Städten nur Wartesteig und Einsteighalle; letztere mit den einzelnen Wagenabteilen entsprechenden Treppen ($b = 1,2$ bis 2,5 m) und Revisionsgrube versehen. Einsteighalle mit Rolladenverschlufs als Wagenschuppen dienend. Bei Wasserübergewichtbetrieb: obere Station mit Wasserschieber, untere mit Auflaufschiene (für Auslafsventil) sowie Wasserablauf versehen. Bei elektrischem Betrieb in Antriebstation: Schalttafel mit Mefsinstrumenten, Höchstspannungsausschalter, selbsttätige und Handbremse, Geschwindigkeits- und Streckenzeiger sowie Warnglocke. Beide Stationen erhalten Puffer mit 80 bis 400 mm Rücklauf.

Endstationen mit Warteraum und Einsteighallen verbunden (Wohnung des Maschinisten in Antriebstation). Zwischenstationen sind so anzuordnen, dafs beide Wagen gleichzeitig in einer derselben eintreffen.

e) **Signaleinrichtungen.** Stationen meist durch Läutewerk und Fernsprecher verbunden. Auf offener Strecke eine Kontaktleitung zur Zeichengebung während der Fahrt. Elektrisches Läutewerk bei Wageneinfahrt in die Halle eingeschaltet. Lange Bahnen haben an den Kontaktdraht anschliefsbaren Fernsprecher auf den Wagen. Im weiteren dienen Signalhorn und Mundpfeife zur Zeichengebung.

4. Fahrzeuge.

a. Wagen.

Untergestell aus Eisen, Kasten aus Holz. Kastenboden mit Klappen, um Untergestell zugänglich zu machen. Mit Bremszangen ausgerüstete Wagen werden nicht gefedert, erhalten dagegen Filz- oder Kautschukbeilagen zwischen Ober- und Unterteil.

Spurkranzräder: $d = 600/540$ mm, $b = 70$ mm,
Glatte Räder: $d = 540$ mm, $b = 200$ mm.

Gewöhnlich nur eine Wagenklasse. Einzelne Abteile treppenförmig übereinander, Endplattformen für Wagenführer (u. Umst. auch für Personen und Gepäck). Geschlossene oder halboffene Wagen. Führer immer auf Plattform der Fahrrichtung. Schiebetüren mit Verriegelung. Bei Jahresbetrieb **Heizung** (Warmwasser mit Petrolfeuerung oder elektrisch). **Beleuchtung** mit Kerzen, Petrollampen, Azetylen oder Elektrizität (Akkumulatoren oder unmittelbare Stromzuführung). Wagen mit 14 bis 70 Plätzen. Wageneigengewicht 100 bis 250 kg auf den Platz.

Für Güterbeförderung, besonders auch für Sportgeräte im Winter wird an einzelnen Bahnen von jedem Wagen ein bremsenloser Rollwagen geschoben.**)

Seilbefestigung am Wagen.

1. Jeder Wagen an besonderem Seil (gemeinsame Antriebtrommel).
2. An jedem Seilende ein Wagen (gewöhnliche Anordnung).

*) Vgl. Schweiz. Bauz. 1906 S. 134.
**) Vgl. Z. d. V. d. I. 1913 S. 2037.

3. Wie 2., aber untere Wagenenden durch Ausgleich (Ballast-) seil verbunden.

Befestigung des Seiles in der Seilbüchse durch Umbiegen der Drahtenden und Kompositionseingufs. Besondere Vorschriften über Arbeitsvorgang.

b. Bremsen.

1. Zahnradbremsen. Vom Wagenführer bediente Handbremsen und selbsttätige (Seilbruch-)Bremsen. Für Wasserlastbahnen Handspindelbremsen, die durch Hebelübersetzung und Klötze oder Bänder auf Rillenbremsscheiben ($2\alpha = 60^0$ bzw. 90^0) der Zahnradachse wirken, zur Regelung der Talfahrt. Selbsttätige Bremse bei Ueberschreiten der zulässigen Geschwindigkeit durch Schwunggewicht ausgelöst.

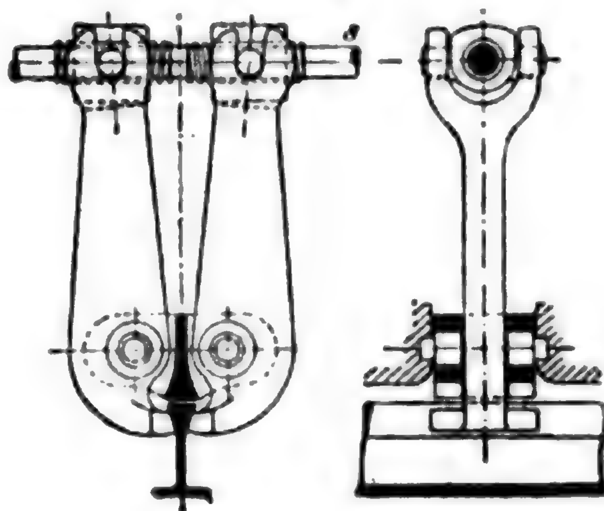
Bezeichnet G das Wagengewicht in kg,
α den Neigungswinkel der Bahn,
v die Fahrgeschwindigkeit in m/sk,
s den Bremsweg in m,
g die Erdbeschleunigung $= 9{,}81$ m/sk²,

so ergibt sich der gröfste Zahndruck in kg zu

$$Z_{max} = G\left(\frac{v^2}{g\,s} + \sin\alpha\right) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (15)$$

2. Zangenbremsen (Abb. 6). Nur für Bahnen mit Motorantrieb als Notbremse, nicht aber zur Regelung der Fahrgeschwindigkeit. Vom Führer bediente Handzangenbremse und selbsttätige Seilbruchbremsen; letztere von beiden Wagenenden (Führerständen) aus auch unter Seilzug mittels Fußhebel auslösbar. Selbsttätige Bremsen (nur bei Talfahrt) durch Kettenantrieb von den Laufrädern geschlossen. Bremsspindel s mit Rechts- und Linksgewinde. Klauen- und Rutschkupplung, erstere durch Fallgewicht eingeschaltet.*)

Abb. 6.



Um bei Temperaturwechsel dem Seile freie Bewegung zu lassen, darf der untere Wagen nie gebremst werden.

Es bezeichnen:
G_l das Gewicht des leeren Wagens,
G_b „ Gewicht des vollbelasteten Wagens,
γ die gröfste Steigung der Bahn,
P „ Kraft an der Bremskurbel,
R_k den Halbmesser des Kurbelkreises,
α „ Steigungswinkel des Bremsspindelgewindes,
ϱ „ Reibungswinkel des Bremsspindelgewindes,
$l : l_1$ das Verhältnis der Hebelarme der Bremszange,

*) Versuchseinrichtung für Bremsproben Rev gén Chem de Fer 1912, S. 490.

R_l den Halbmesser des Laufrades,

$r_1 : r_1'$ das Uebersetzungsverhältnis der Bremse von der Kurbel bis zur Bremsspindel,

r den mittleren Gewindehalbmesser,

$r_2 : r_2'$ das Uebersetzungsverhältnis von Laufachse zur Bremsspindel,

μ die Reibungsziffer zwischen Bremszange und Schiene $\gtrless 0{,}2$,

μ' „ Reibungsziffer zwischen Laufrad und Schiene,

B_s „ Bremswirkung eines Zangenpaares.

Für die Handbremse ist $$B_s = \frac{P \frac{r_1'}{r_1} R_k}{r} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg}(\alpha + \varrho)} \cdot \frac{l}{l_1} \mu \quad . \quad (16)$$

Die nicht berücksichtigten Reibungsverluste in Zahnrädern und Wellenlagern sind mit rd. 10 % in Abzug zu bringen.

Für die selbsttätige Bremse folgt·

$$B_s = \frac{\frac{G_b}{2} \mu' \cos \gamma \, R_l \frac{r_2'}{r_2}}{r} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg}(\alpha + \varrho)} \cdot \frac{l}{l_1} \mu, \qquad (17)$$

wobei, wie oben, rd. 10 % in Abzug zu bringen sind.

5. Kraftbetrieb.

Bezeichnet weiter p das Seilgewicht in kg/m,

l die ganze Seillänge in m,

v die Fahrgeschwindigkeit in m/sk,

β_1 und β_2 die kleinste bzw. mittlere Steigung,

so ergibt sich die Leistung des Antriebmotors in PS angenähert zu

$$L = [G_b \sin \beta_1 + p l \sin \beta_2 + (G_b + G_l)\, 0{,}005 + 0{,}55\, l - G_l \sin \gamma] \cdot \frac{v}{75} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (18)$$

6. Besondere Bauarten.

1. **Doppelspurbahn.** 2 schmalspurige Bremswagen, zwischen und an den Streckenenden unter Strafsenbahnschienen geführt, laufen entgegengesetzt und stützen die Strafsenbahnwagen. Letztere sowie der talwärts fahrende Bremswagen arbeiten (Palermo — Rocca — Monreale, Sizilien).*)

2. **Schwebebahn** (Bauart Langen). In jeder Richtung fahren 1 bis 2 Wagen mit Zangenbremsen, an einer Keilkopfschiene hängend.**)

3. **Ununterbrochen umlaufendes Zugseil** (Bauart Bernardet). Entgegengesetzt geschlagenes Doppelseil mit Tragrollen läuft auf Mittelschiene. Antrieb oben, Spanngewicht unten, Endschiebebühnen. Selbsttätig sich lösende, 6plätzige Wagen, Wagenabstand 20 sk (Seilbahn Nancy).***)

4. **Puffer- und Gegengewichtwagen.** Eingleisige Strafsenbahn; Puffer- und Gegengewichtwagen (in Kanal) durch Seil verbunden. Gegengewichtswagen hydraulisch gebremst. Selbsttätiger Betrieb. (Strafsenbahn Sydney).†)

*) Z. d. V. d. I. 1901 S. 748. **) Glaser Ann. 1906 S. 21.
***) Génie civ. 1906 S. 281. †) Génie civ. 1907 S. 288

16. ABSCHNITT.

Brückenbau.

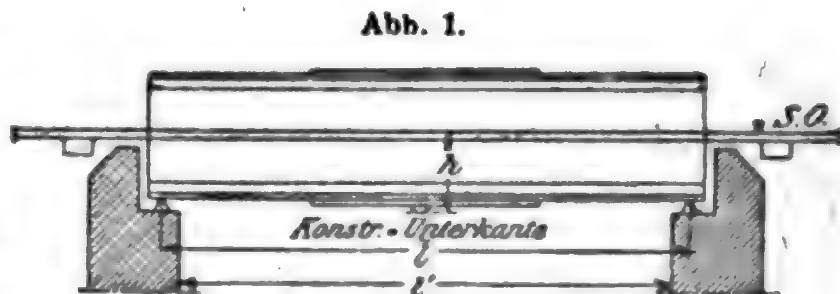
I. Allgemeines.

A. Wichtige Bezeichnungen und Zahlenwerte.

1. l' = **Lichtweite,** l = Stützweite, d. h. Entfernung zwischen den Auflagermitten (Abb. 1).

2. **Konstruktionshöhe** oder **Bauhöhe** (h, Abb. 1) ist die senkrechte Entfernung zwischen Schienenoberkante (S.-O.) bzw. Fahrbahnoberkante und Brückenunterkante. Bei eisernen Brücken ist bei Brückenunterkante der Nietkopf und die Durchbiegung zu berücksichtigen.

Abb. 1.



3. Als **lichte Durchfahrtshöhe** wird auf geraden Strecken beansprucht

bei vollspurigen Eisenbahnen 4,8 m + Spielraum = 4,85 bis 5 m,
„ schmalspurigen „ von 1 m Spurweite 3,75 m,
„ „ „ „ 0,75 m „ 3,1, u. Umst. 3,75 m,
„ „ „ „ 0,60 m „ 3,1 m.

In Kurven tritt eine kleine Erhöhung dieser Mafse ein.

Bei städtischen Strafsen 4,5 bis 5 m.

Bei ländlichen Strafsen sind 5 m erwünscht, jedoch begnügt man sich im Notfalle mit 3,8 m. Gröfste Höhe von Fracht- und Erntewagen 3,8 bis 4,5 m, gewöhnlicher Landfuhrwerke nicht über 3 m. Ein Reiter erfordert mindestens 2,75 m. Ueber den Fufswegen mindestens 2,2 m.

Bei Binnenschiffahrtstrafsen in Norddeutschland Mindestlichthöhe 3,2 bis 4,6 m (bei den Rheinbrücken etwa 9 m) über dem höchsten schiffbaren Wasserstande, für sog. Grofsschiffahrtswege 4 m auf Gesamtbreite.

4. **Lichtweiten und Breitenmafse.** Vgl. auch Strafsenbrücken. Bei Ueberführungen über Eisenbahngleise ist erforderlich mindestens 4,4 m für ein Gleis, mindestens 7,9 bzw. 8,4 m für zwei Gleise. In Kurven Verbreiterung erforderlich (Tafel unter II. B. 4).

Bei Strafsenbrücken rechnet man: gröfste Lastwagen bis 2,5 m breit, Erntewagen bis 3,5 m, Strafsenbahnwagen meist 2 m. Spielraum zwischen den Wagenreihen $\geqq 0,3$ m. Für Brücken im Zuge der

Feldwege Breite von 4,5 m zwischen den Geländern wegen Durchfahrt landwirtschaftlicher Maschinen.

Für zwei Wagen und Platz für eine Person zwischen Wagen und Geländer 6 m Breite (Abb. 2).

Abb. 2.

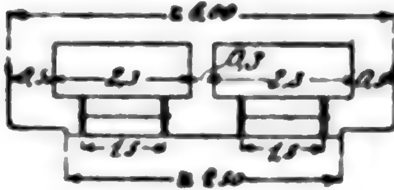


Abb. 3.

Bei einer größeren Anzahl von Wagenreihen sind die Mindestbreiten entsprechend zu ermitteln. Zwischen Bordkante und Stütze oder Hauptträger mindestens 0,5 m Spielraum (Abb. 3).

Bei Binnenschiffahrtskanälen beträgt die Lichtweite mindestens 2 Schiffsbreiten + 1 m + Leinpfadbreite, besser mehr (Böschungen).

Brückenpfeiler bei Flüssen erzeugen Aufstau und vergrößerte Stromgeschwindigkeit.

B. Wahl der Spannweiten und Bauwerkslängen nach wirtschaftlichen Rücksichten.

Die Kosten der Pfeiler und Fundamente steigen langsamer mit der Spannweite als die des Ueberbaues, weshalb bei kostspieligen Gründungen und Unterstützungen größere Spannweiten angezeigt sind.[1])

Bei kleineren und mittleren Spannweiten nimmt häufig die der Berechnung zugrunde zu legende Nutzlast mit wachsender Spannweite ab, während die zulässige Beanspruchung des Baustoffes steigt, so daß bei eisernen Brücken das Gewicht anfangs nicht proportional der Spannweite steigt. Bei sehr bedeutenden Spannweiten nehmen die Kosten außerordentlich schnell mit der Spannweite zu.

Eine Brücke im Vergleich zu einem Erddamm wird in der Regel erst von 15 bis 20 m Dammhöhe ab wirtschaftlich.

C. Wahl des Baustoffes.

1. **Eisen** ermöglicht die größten Spannweiten und im allgemeinen die geringste Konstruktionshöhe. Kommt es nur auf die Konstruktionshöhe in der Mitte an, so können Eisenbeton-Bogenbrücken in einigen Fällen die eisernen erreichen oder übertreffen. Eiserne Balkenbrücken können nachträglich gehoben (auch an anderen Ort versetzt) werden. Eiserne Brücken haben das geringste Gesamtgewicht, ermöglichen u. Umst. schnelle Auswechslung eines Bauwerkes durch ein neues, kurze Bauzeit und leichte Ueberwachung auch älterer Bauwerke. Man kann bei Eisen das System und die Ausführungsart häufig so wählen, daß man ohne feste Rüstungen durch Auskragen das Bauwerk vollenden kann.

Nachteile eiserner Brücken: die Empfindlichkeit gegenüber Witterungseinflüssen und Rauchgasen (Unterhaltungskosten), größere elastische Formänderungen (Empfindlichkeit gegen dynamische Wirkungen,

[1]) Vgl. H. d. I. W. III 1909, Brückenbau S. 140 bis 143.

Schwanken), Geräuschentwicklung durch Eisenbahnzüge. Das geringere Gewicht der eisernen Brücken ist nachteilig, wo infolgedessen Verankerungen erforderlich werden.

2. **Steinerne Brücken und Betonbrücken** werden bei geringer Spannweite den eisernen Brücken vorgezogen, wenn die erforderliche gröfsere Konstruktionshöhe und die Beschränkung und teilweise Entwertung des Raumes unter der Brücke zulässig sind. Dauer dieser Brücken beinahe unbegrenzt, Unterhaltungskosten sehr gering. Nachteile: schwere und oft teure Gerüstbauten, stärkere und zahlreichere Zwischenpfeiler in Flüssen (Verkehrshinderung, Stauwirkung, vergröfserte Stromgeschwindigkeit, Eisgang). Häufig entscheiden auch schönheitliche Gesichtspunkte (monumentale Wirkung).

Die Wahl zwischen Stein oder Beton ist meist eine Kostenfrage. Der Betonbau ist oft billiger, besonders bei schiefen Brücken oder schwierigen Steinformen.

3. **Eisenbetonbrücken.** Vorteile, Nachteile, Bauarten, Beispiele S. 233 ff. u. S. 265.

Eisenbetonbrücken können nicht nur als Bogenbrücken, sondern auch als Balkenbrücken oder Fachwerkbrücken in den verschiedensten Formen ausgeführt werden, mit Fahrbahn oben, teilweise versenkt oder unten. Bei reinen Bogenbrücken (Gewölben) ist die Gewölbestärke u. Umst. wesentlich geringer als bei steinernen Brücken (bis $0{,}01\,l$ herunter). Besonders ist der Unterschied grofs bei kleineren Spannweiten und grofser beweglicher Belastung.

Eisenbeton läfst sich auch als Tragwerk besonders gut den verschiedenartigsten Formen und Ansprüchen anpassen, weshalb derselbe Konstruktionsteil öfter als bei anderen Baustoffen doppelten Zwecken dienstbar gemacht werden kann. Beispielsweise kann die Fahrbahntafel gleichzeitig als Druckgurt der Hauptträger ausgenutzt werden.

Durch die Verbindung von Tragwerk und Widerlager zu einem einheitlichen Ganzen kann ein Bauwerk geschaffen werden, das sowohl für das eigentliche Tragwerk wie für das Widerlager weniger Baustoff erfordert, als wenn diese Verbindung nicht möglich wäre.

Die leichte Möglichkeit der Auflösung des Tragwerks in einzelne Rippen bringt oft Vorteile, verglichen mit vollen Steingewölben.

Nachteil der Eisenbetonbrücken: nachträgliche Veränderungen des fertigen Bauwerkes oft schwierig; ebenso Beseitigung bestehender Bauwerke.

II. Eiserne Brücken.

A. Eiserne Brücken im allgemeinen.

1. Baustoffe und Konstruktionselemente.

a. Eisen bzw. Stahl.

(S. auch I. Bd. Abschn. Festigkeitslehre und Stoffkunde.)

Gewalztes Flufseisen, in der Regel Siemens-Martin- oder Thomas-Flufseisen (Zugfestigkeit 3700 bis 4400 kg/qcm, Dehnung 20 % und Mindest-

streckgrenze etwa 2500 kg/qcm). In neuester Zeit vielfach Bestrebungen nach einem festeren Baustoffe. Besonders zu erwähnen sind[2][3])

1. Siemens-Martin-Stahl besonderer Güte. Stahl mit etwa 20 bis 50 % höherer Festigkeit als gewöhnliches Flufseisen und 20 bis 16 % Dehnung. Preis mitunter nur wenig höher als bei gewöhnlichem Flufseisen.

2. Nickelstahl, in Deutschland bis 2,5 % Nickelzusatz. Nickelstahl der Gutehoffnungshütte, verschiedentlich angewendet, hat bei 2 bis 2,5 % Nickelzusatz 5600 bis 6500 kg/qcm Festigkeit, mindestens 3500 kg/qcm Streckgrenze und mindestens 18 % Dehnung.

Bei einigen hieraus in Preufsen ausgeführten Brücken 60 % Spannungserhöhung gegenüber Flufseisen zugelassen.

In Amerika Nickelzusatz 3,25 %, Festigkeit 6000 bis 7000 kg/qcm, Streckgrenze mindestens 3870 kg/qcm, Dehnung mindestens 16 bis 18 %.

Nickelstahl zeigt gröfseren Widerstand gegen Rosten als Flufseisen.

Er ist schwerer zu bearbeiten, und besonders ist das Herausschlagen der Niete erschwert.[4])

3. Elektroeisen bzw. Elektrostahl, in vielen Qualitäten herstellbar,[2]) mit hoher Festigkeit und dabei sehr hoher Dehnung.

Für Glieder des Tragwerks, die auf Knicken und Biegung beansprucht sind, wird die Baustoffersparnis nicht ganz mit der Zunahme der zulässigen Spannungen Schritt halten.

Eine Vergröfserung der jetzt zulässigen Spannungen um 60 % bewirkt bei zweigleisigen Brücken von 40, 100 und 200 m Spannweite Baustoffersparnisse von 35, 39 und 61 %.

Nachteile eines festeren Baustoffs mit höheren Spannungen: stärkere Durchbiegungen, gröfsere Empfindlichkeit gegenüber dynamischen Wirkungen.

Hauptverwendungsgebiet hochwertiger Stahle: Hauptträger weitgespannter Brücken. Grofse Vorsicht nötig, um Verwechslung zwischen hochwertigem Stahl und Flufseisen zu vermeiden.[5])

Gufseisen wird im Brückenbau mehr und mehr verdrängt vom Stahlformgufs (Lager). Gufseisenteile auf Biegung werden meist nur mit 250 kg/qcm Zugspannung (Biegungsspannung) berechnet.

Man berücksichtigt in der Praxis zur Zeit nicht, dafs besonders bei rechteckigen Querschnitten die tatsächlich auftretenden Biegungsspannungen wesentlich kleiner als die rechnerisch mit der Formel $\sigma = M : W$ ermittelten sind.

b. Verbindungsmittel.

α) **Niete**, vgl. auch I. Bd. Abschn. Maschinenteile S. 753 ff.

Nietstärke. Im gröfsten Teil von Deutschland seit 1910 nur noch Niete von 12, 16, 20, 23 und 26 mm Durchm. üblich, 28 und 30 mm Durchm. für besondere Fälle. Als Nietstärke gilt die Stärke des gebohrten Nietloches. Der Nietschaft ist etwa $^1/_2$ mm dünner zu bestellen. Niet-

[2]) St. u. E. 1909 Nr. 12.
[3]) Kolmann, Eisenbau 1910 S. 117.
[4]) Bohny, Eisenbau 1911 S. 79 (St. u. E. 1911).
[5]) Sonntag, Eisenbau 1911, S. 194.

form Abb. 4, versenkte Niete Abb. 5. In seltenen Fällen sog. halbversenkte Niete mit flachem Kopfe verwendet. Bezeichnung der Niete Abb. 6.

Gröfste Länge des Nietschaftes neuerdings bis 5 d. Bei gröfseren Längen Schrauben, am besten mit kegeligen Schraubenbolzen (Abb. 15 S. 921).

Abb. 4.

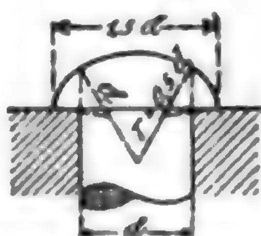
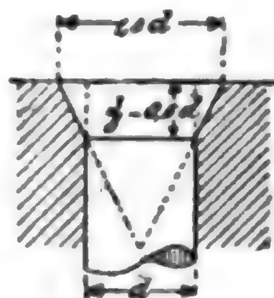
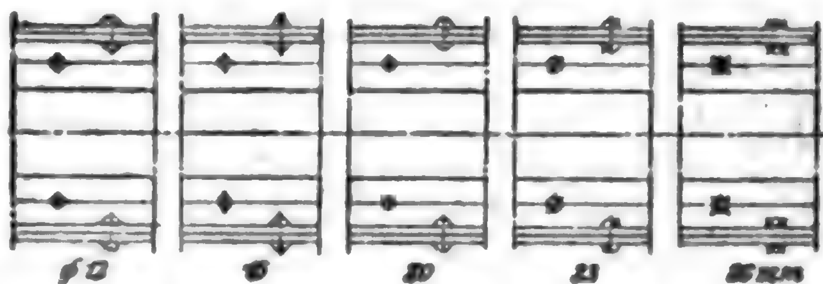


Abb. 5.



Mafsgebend für die Wahl des Durchmessers ist die Stärke der einzelnen zu verbindenden Eisenlagen, die Gesamtstärke (Länge des Nietschaftes) sowie die Gröfse der zu übertragenden Kraft. Am häufigsten findet man, auch wenn es sich nur um Heftniete handelt, bei einer Stärke von 10 bis 11 mm der zu verbindenden Bleche: $d = 20$, bei 12 mm: $d = 23$, bei 13 mm: $d = 23$ bzw. 26 und bei größeren Stärken: $d = 26$. Heftniete können jedoch auch schwächer gehalten werden.

Abb. 6.



Nietentfernungen. Kleinste Entfernung vom Blechrande a_{min}, ⊥ Kraftrichtung (Abb. 7) ist 1,5 d, die gröfste Entfernung $a_{max} = 5\,\delta$ bis 6 δ, wo δ die Blechstärke.

Hiernach ergibt sich (Abb. 8) bei einer Nietreihe und dem Wurzelmafs 65 als zulässige Plattenbreite $\sim$ 280 bis 290 mm.

Abb. 7.

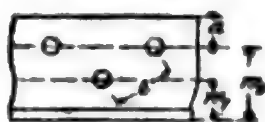
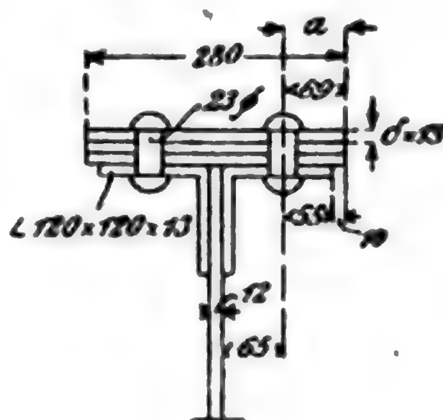
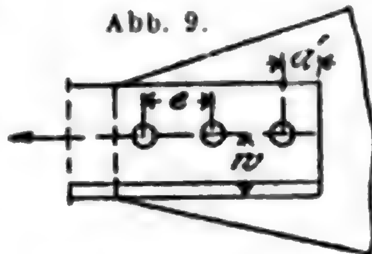


Abb. 8.



Bei zwei Nietreihen im Winkel und $a = 35$ mm (Abb. 7) würde man äufsersten Falles eine zulässige Plattenbreite von $b = 12 + 2 \cdot 85 + 12 \cdot 13 = 338$ mm erhalten.

Abb. 9.



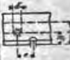
In der Praxis noch meistens $a_{max} = 3\,d$, im Notfalle wohl auch $= 3{,}5\,d$ gesetzt. In der Kraftrichtung ist als Regel min $a' = 2\,d$ zu setzen (Abb. 9). Die kleinste Entfernung e_{min} zweier Niete ist 3 d; die gröfste Entfernung e_{max} der Heftniete beträgt 18 δ. Nach anderen Angaben $e_{max} = 8\,d$ bei gedrückten, 10 d bei gezogenen Stäben. Oft auch nur $e_{max} = 6\,d$ zugelassen. Mafsgebend ist besonders auch die Bestrebung, die Fugen so dicht zu halten, dafs Wasser nicht eindringt

Niettafel für Winkeleisen.[6])

Schenkelbreite b	Wurzelmafse w bzw. w_1 u. w_2	Gröfster zulässiger Niet- bzw. Schraubendurchm.	Kleinste zulässige Entfernung e zweier gegenüberstehenden Niete bei den Durchmessern $d =$				
			12	16	20	23	26
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
45	25	12	30	—	—	—	—
50	30	12	25	—	—	—	—
55	30	16	25	30	—	—	—
60	35	16	15	25	—	—	—
65	35	20	15	25	30	—	—
70	40	20	—	15	25	—	—
75	40	23	—	15	25	30	—
80	45	23	—	—	15	25	—
90	50	23	—	—	—	15	—
100	55	26	—	—	—	—	20
110	60	—	—	—	—	—	—
120	65	—	—	—	—	—	—
130	50/95		Niete in den inneren Nietlinien stehend vorausgesetzt.		15	25	35
140	55/105					15	30
150	60/110						20
160	60/115						20
200	65/150						
Durchmesser des Döppers			35	40	45	50	55

Abb. 10.

Abb. 11.



Das kleinste Mafs y (Abb. 12) wenn möglich so grofs, dafs zwischen dem Nietkopf und der Rundung 3 bis 5 mm verbleibt, im Notfall $y = {}^3/_4\, d + 5$ mm bzw. ${}^3/_4\, d + 8$ mm, je nach Nietgröfse.

Das Mafs z (Abb. 13) soll bei zwei Nieten, die in demselben Querschnitt stehen, so grofs sein, dafs der normale Döpper mit 3 mm Spielraum Platz hat. Im Notfalle ist $z = 5$ mm ausführbar

Nietberechnung. Zulässige Scherspannung nach den Brückenbauvorschriften der preufsischen Eisenbahnen $\tau = 0{,}9\, \sigma_z$ (σ_z = zulässige Zugbeanspruchung). Lochleibungsdruck $\sigma_l = 2\, \tau$.

Einschnittige Niete in der Regel auf Abscherung zu berechnen.

Für $\tau = 0{,}9\, \sigma_z$ und $\sigma_l = 2\, \tau$ sind einschnittige Niete auf Lochleibungsdruck zu berechnen, wenn

Abb. 12. Abb. 13.

$$d > \frac{8}{\pi} \cdot \delta, \quad \text{d. h.} > 2{,}55\, \delta,$$

oder wenn

$$\delta < \frac{\pi}{8} \cdot d, \quad \text{d. h.} < 0{,}393\, d.$$

Zweischnittige Niete sind nach denselben Voraussetzungen auf Lochleibungsdruck bzw. auf Abscherung zu berechnen, je nachdem

$$d \gtreqless 1{,}273\, \delta \quad \text{oder} \quad \delta \lesseqgtr 0{,}785\, d.$$

[6]) Aus den Angaben des Handbuches des Eisenkonstrukteurs der Brückenbauanstalt Jucho, Dortmund.

Digitized by Google

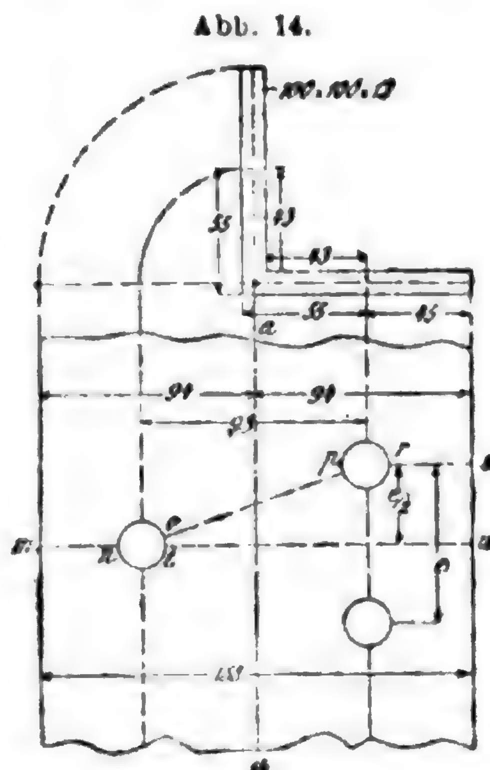
Niete dürfen durch die Belastung nicht auf Zug beansprucht werden.

Nietabzug. Nietlöcher werden in Zuggliedern bei der Ermittlung des Nutzquerschnittes immer abgezogen. Bei Winkeleisen, deren Niete in den beiden Schenkeln gegeneinander versetzt sind, wird gewöhnlich nur ein Nietloch abgezogen. Bei enger Nietteilung rechnet man jedoch dann zu günstig. Man rechne besser etwa mit dem bei einem Schnitte *mnoprs* sich ergebenden Nutzquerschnitte (Abb. 14). Bei $e = 3\,d$ mufste in diesem Beispiele $1^3/_4$ Lochquerschnitt abgezogen werden, während $e = 6{,}2\,d$ erforderlich ist, damit nur ein Nietloch abzuziehen ist. Bei den gröfsten Winkeln bei enger Nietteilung sind deshalb zwei Nietlöcher abzuziehen. Bei den Druckstäben werden die Nietlöcher im Brückenbau bei der Spannungsberechnung meist nicht abgezogen.

Bei der Ermittlung des Trägheitsmomentes für Knickberechnungen sowie wenn die Querschnitte und Trägheitsmomente für Durchbiegungsberechnungen und der Berechnung statisch unbestimmter Systeme ermittelt werden, braucht man bei den üblichen Nietteilungen die Nietlöcher nicht abzuziehen.

Man beachte den gröfseren Nietabzug bei den versenkten Nieten.

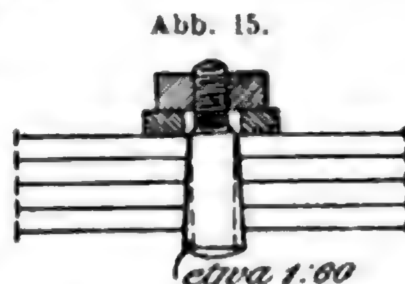
Abb. 14.



β) Schrauben. Schrauben sind statt Niete zu verwenden, wenn die Stärke der zu verbindenden Eisenlagen 4,5 *d* oder höchstens 5 *d* überschreitet, wenn der Schaft nennenswerte Zugkräfte aufnehmen mufs, wenn eine gewisse Beweglichkeit ermöglicht werden soll oder der Nietkopf wegen Unzugänglichkeit nicht geschlagen werden kann.

Eine den Nietverbindungen gleichwertige Schraubenverbindung mit kegeligen Schraubenbolzen (Abb. 15) wird insbesondere angewendet, wenn aus irgend einem Grunde Schrauben und Niete in derselben Verbindung sich in die Kraftaufnahme teilen sollen.

Abb. 15.



Die vorgebohrten zylindrischen Löcher sind etwa 2 mm kleiner als der kleinste Durchmesser zu bohren. Anlauf auf jeder Seite 1 : 50 bis 1 : 80. Unterlagscheiben verschiedener Stärke zum Ausgleich der sich etwas verschieden tief einziehenden Bolzen.

c. Walzeisen.

Flacheisen durch Kaliberwalze gewalzt bis 180 mm Breite.

Universaleisen bis über 1300 mm Breite. Ränder nicht ganz scharfkantig; auch bei Stehblechen der Blechträger verwendet. Wegen geringerer Festigkeit in seitlicher Richtung besser nicht in Knotenblechen zu verwenden.

Bleche (bearbeitete Ränder). Ohne Ueberpreis erhält man 10 bis 15 mm starke Bleche bis 2200 mm Breite, 12 qm Fläche und 1250 kg Gewicht, bei 15 mm Stärke bis 2400 mm Breite, 15 qm Fläche und 2500 kg Gewicht.

Für Breiten bis 3000 mm und darüber Ueberpreise.

Blechstärken bei tragenden Bauteilen im Brückenbau selten unter 10 mm, in freier Luft nicht unter 8 mm. Gröfsere Stärken als 20 mm selten.

Formeisen (I. Bd. S. 638 ff., zu beachten sind auch die Vorprofile).

2. Haupttragwerke.

a. Gewalzte Träger.

Normalprofile (Abb. 16).

Abb. 16.

Nietdurchmesser d	16	20	23	26 mm
verlangt N.-P.	20	27	36	45

Die Verkleinerung des Widerstandsmomentes bei 2 Löchern in jedem Flansch beträgt in Prozenten nahezu $V = \frac{495 \cdot d}{N + 7}$, wobei N die Profilnummer. (Mafse in cm!)[10])

Beispiel: N.-P. 40 mit $W = 1459$ und Nietdurchmesser 23

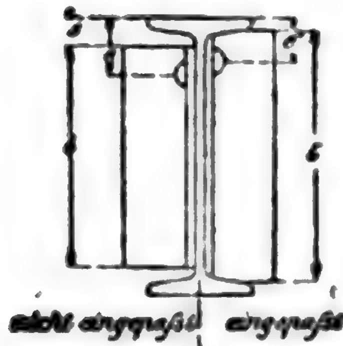
$$V = \frac{495 \cdot 2{,}3}{47} = 24{,}25\,\%,$$

also $W = 0{,}7575 \cdot 1459 = 1104$ cm³ (genau 1103!).

Bei 2 Löchern in einem Flansch ist W ziemlich genau 5 % gröfser als bei 4 Löchern also $W = 1{,}05 \cdot 1104 = \sim 1160$ cm³.

Abb. 17. Hinreichend genau ist für nicht in die Rundung eingepafste Winkel: $s = 0{,}1\,h$, $l = 0{,}8\,h$.

Abb. 17.



Genauer ist

für N.-P.	16 bis 19	$l = 0{,}8\,h - 2$ mm,
„ „	34 „ 38	$l = 0{,}8\,h + 2$ „ ,
„ „	40 „ 55	$l = 0{,}8\,h + 4$ „ .

Die Länge des eingepafsten Winkeleisens l' ist bei

N.-P.	15	$0{,}9\,h + 1$ mm,
„	47,5	$0{,}9\,h + 8{,}5$ „ .

2. Bei den breitflanschigen Trägern (Differdinger, Grey-Profile) ist genau genug (Abb. 17) $s = t_2 + d$, wo t_2 gröfste Flanschstärke, d Stegstärke, also für nicht eingepafste Winkel $l = h - 2\,(t_2 + d)$.

3. Bei Strafsenbrücken häufig **[**-Eisen statt **I**-Eisen als Längsträger des bequemeren Anschlusses wegen gebraucht. Die Verschwächungsformel für das Widerstandsmoment für ein Niet in jedem Flansch ist $V = \frac{305\,d}{N + 8}\,\%$.

[-Eisen sind in bezug auf Widerstandsfähigkeit gegen Biegung den **I**-Querschnitten (symmetrischen Querschnitten) mit gleichen rechnerischen Widerstandsmomenten nicht gleichwertig.

Um folgende Prozentzahlen sind nach C. v. Bach[7]) die in den

[7]) Z. d. V. d. I. 1909 S. 1795

Profiltafeln angegebenen Widerstandsmomente der [-Eisen zu verkleinern:

[-NP.	30	26	22	18	14
a)	26	22	18	13	8,5

wenn die Lastebene mit der Stegebene zusammenfällt,

b)	34	30	25	19	12,5

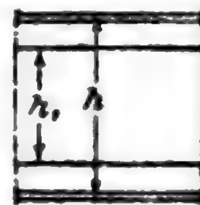
wenn die Lastebene mit der senkrechten Schwerlinie zusammenfällt.

b. Blechträger.

Stehblech. Häufigste Stärke bei mittleren Verhältnissen 12 mm, für kleine, leichter belastete Träger 10 mm und für mehr untergeordnete Bauteile u. Umst. nur 8 mm.

Eine für alle Verhältnisse passende Formel für die Stehblechstärke läfst sich nicht angeben. Nach Reissner[8]) ist $\delta \sim \frac{h_1}{110}$, damit 4fache Knicksicherheit bei $\sigma = 1000$ erzielt wird (Abb. 18). Kann der Obergurt durch Einzellasten P in beliebigen Punkten belastet werden (Eisenbahnbrücken mit unmittelbarer Querschwellenauflagerung), so ist $\delta > 0{,}13\sqrt[3]{P \cdot h_1}$[9]), wo P in t, h_1 in cm.

Abb. 18.



Vianello[10]) gibt als praktische Formel zur Stärkenbestimmung an: $\delta_2 = 0{,}7 + \frac{h}{250}$.

In Deutschland bei einfachen Balkenbrücken Stehblechhöhe bis 2,5 m, in Amerika bis über 3 m.

Als Anhalt zur Bestimmung der wirtschaftlich vorteilhaftesten Trägerhöhe kann man bei Trägern mit mehreren Gurtplatten und parallelen Gurtungen in üblicher Ausführung annehmen

$$h = 1{,}2\sqrt{W} \text{ bzw. } \sqrt{W} \text{ bei } W = 10\,000 \text{ bzw. } 30\,000 \text{ cm}^3.$$

Bei Trägern ohne oder mit nur einer Gurtplatte ist die günstigste Höhe meist gröfser.

Nach Melan[11]) erhält man als günstigste Höhe $h = \sqrt{\frac{3\,M_v}{(\delta + 0{,}4)\,\sigma}}$ und als Trägergewicht einschliefslich Stofslaschen, Versteifungen und Querträgeranschlüsse $g = 0{,}68\,\frac{3\,M_v + (\delta + 0{,}4)\,h^2\,\sigma}{h \cdot \sigma - 17\,l^3}$. l ist in m einzusetzen, sonst Einheiten kg und cm. M_v ist mittleres Moment der Belastung ausschliefslich des Eigengewichts des Trägers ($M_v = 0{,}67$ bis $0{,}7\,M_{max}$).

Für Eisenbahnbrücken wird $^1/_9$ bis $^1/_{10}\,l$ als vorteilhafteste Stehblechhöhe angegeben. Man beachte, dafs der günstigste Wert $\frac{h}{l}$ gröfser bei zweigleisigen als bei

8) Zentralbl. Bauv. 1909 S. 95.
9) Nach Prof. R. Krohn, Danzig.
10) Vianello, Der Eisenbau, München u. Berlin 1905, R. Oldenbourg.
11) Melan, Der Brückenbau III, 1. Hälfte. Leipzig und Wien 1914.

eingleisigen Brücken ist und bei wachsendem l langsam abnimmt. Meistens nimmt der Baustoffverbrauch wesentlich zu bei Gesamthöhen unter $\frac{l}{12}$. Dennoch werden Höhen bis $\frac{l}{20}$ herunter ausgeführt.

Bei Querträgern kommen Höhen bis $\frac{l}{6}$ und mehr vor.

Gurtwinkel. Müssen die Gurtwinkel gestofsen werden, so vermeide man kleinere Winkel als 90 . 90. Bei ungleichschenkligen Winkeleisen die breiteren Schenkel wagerecht (über Nietabzug S. 921).

Gurtplatten. Höchstens vier. Die innerste Gurtplatte wird häufig bis zum Auflager geführt, auch wenn dies statisch nicht erforderlich ist. Es genügt auch, dies nur bei dem gedrückten Gurte zu tun, während beim gezogenen Gurte die Platte nur so weit, wie statisch erforderlich, geführt wird. Ueberstand der Gurtplatten über die Winkeleisen in der Regel mindestens 5 mm. Ueberstand nach oben begrenzt durch die Entfernung a (Abb. 8 S. 919).

Mit $a = 3\,d$ für die Platten erhält man als gröfsten zulässigen Ueberstand 1,5 d. Bei einer Nietreihe in den Gurtwinkeln wird der Ueberstand in der Regel kleiner. Bei einer einzigen Gurtplatte kann der Ueberstand gröfser ausgeführt werden. Ein gröfserer Ueberstand ist möglich, wenn nach Abb. 19 eine Nietreihe durch die Platten aufserhalb der Winkel angebracht wird. Diese Niete könnten kleiner sein. Die Anschlufsniete der Gurtwinkel an das Stehblech werden bei so breiten Platten stärker beansprucht.

Abb. 20.

Abb. 19.

Gurtplattenlängen (Abb. 20). Sicherheitshalber wählt man die Plattenlänge etwas reichlicher, als theoretisch erforderlich.

In Abb. 20 ist angenommen, dafs drei Paar Anschlufsniete erforderlich sind.

Ist $\tau = 0{,}9\,\sigma_z$, so ist die erforderliche Zahl der Anschlufsniete

$$n = 1{,}11\,F_p : \frac{\pi\,d^2}{4}.$$

Für	$d =$ 20	23	26 mm
erhält man	$n =$ 0,354	0,267	0,209 F_p,

wobei als F_p die geschwächte Querschnittfläche eingesetzt werden darf, und zwar um so mehr, als die Spannung am Ende der Gurtplatte nicht den vollen zulässigen Betrag erreicht. Vgl. „Stöfse" S. 937.

Abb. 21.

Rechnerische Bestimmung der Gurtplattenlänge. Nach den preufsischen Brückenbauvorschriften darf man annehmen, dafs die Momentenlinie aus einer mittleren wagerechten Strecke $c = 0{,}12\,l$ und aus zwei Parabelstücken besteht (Abb. 21). Man erhält dann im allgemeinen

$$l_1 = c + 2\,a\sqrt{1 - \frac{W_0}{W}}; \quad l_2 = c + 2\,a\sqrt{1 - \frac{W_1}{W}} \text{ usw.,}$$

also für $c = 0{,}12\,l$ wird $l_1 = 0{,}12\,l + 0{,}88\,l\sqrt{1 - \frac{W_0}{W}}$ usw.

W ist hierbei das erforderliche Widerstandsmoment in der Mitte.

Bei gleichmäfsig verteilter Belastung ist $c = 0$ und

$$l_1 = l\sqrt{1 - \frac{W_0}{W}}; \quad l_2 = l\sqrt{1 - \frac{W_1}{W}} \text{ usw.}$$

. Schätzung des erforderlichen Gurtquerschnittes (nach Vianello)[10], wenn Widerstandsmoment und Gesamthöhe h des Trägers gegeben sind,

$$F = \frac{W \cdot h}{(h')^2} - {}^1/_6\,\delta \cdot h.$$

Hier ist h' die Entfernung der Schwerpunkte der Gurte, δ die Stehblechstärke.

Bei drei Gurtplatten von derselben Stärke wie die Winkelschenkel ist h' ziemlich genau = Stehblechhöhe, bei zwei Gurtplatten reichlich so grofs wie die Entfernung der Innenkanten der Winkelschenkel.

Hat man Stehblech und Winkeleisen gewählt, so kann die nutzbare Gurtfläche nach der recht genauen Annäherungsformel[12])

$$F = \frac{W}{h_s} - \frac{W_0}{h}$$

bestimmt werden, wo W das erforderliche Widerstandsmoment ist.

Versteifungswinkel. Sie werden unterfuttert oder über die Gurtwinkel gekröpft. Letzteres ist bei grofser Trägerhöhe infolge Ersparung des langen Futters etwas billiger und zulässig bei sorgfältiger Ausführung. Am besten wird gekröpft mittels Keilfutter 1 : 10 bis 1 : 15. Die Gröfse wächst mit Trägerhöhe und Lastengröfse. Schenkelbreite mindestens 2 cm geringer als die Breite der Gurtwinkelschenkel. Entfernung der Versteifungswinkel auf Strecken, wo keine Lasten angreifen, nicht wesentlich gröfser als die Trägerhöhe. Bei niedrigen Trägern verhältnismäfsig gröfser als bei hohen Trägern. Bei grofsen Querkräften empfehlen sich schräge Aussteifungswinkel, wie Druckdiagonalen gerichtet. Als Entfernung der Niete genügt für die reinen Versteifungswinkel $7\,d$.

Abb. 22.

Berechnung des Widerstandsmomentes.

Zahlenbeispiel (Abb. 22):

$J_s = \frac{1{,}2 \cdot 90^3}{12} = 72\,900 \text{ cm}^4$

$J_w = \begin{cases} 4\,J_\xi = 4 \cdot 207 = 828 \text{ „} \\ 4\,F \cdot c^2 = 4 \cdot 22{,}7 \cdot 42{,}1^2 = 160\,934 \text{ „} \end{cases}$

$\Sigma = 234\,662 \text{ cm}^4$

Nietabzug II: $4 \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}2 \cdot 44{,}4^2 = 21\,764$ „

Diff. $= J_0'' = 212\,898 \text{ cm}^4$

$J_{p_1} = 2 \cdot 19{,}4 \cdot 1{,}2 \cdot 45{,}6^2 = 96\,817$ „

$J_I = 309\,715 \text{ cm}^4; \quad W_I = \frac{309\,715}{46{,}2} = 6704 \text{ cm}^3$

$J_{p_2} = 2 \cdot 19{,}4 \cdot 1{,}2 \cdot 46{,}8^2 = 101\,977$ „

$J_{II} = 411\,692 \text{ cm}^4; \quad W_{II} = \frac{411\,692}{47{,}4} = 8685$ „

12) Müller-Breslau, Graph Statik Bd. I 4. Aufl. Stuttgart 1905

Tafel 1.

Steh-blech-höhe	g_0 kg	W_0 cm³	W_1 — 180.10	W_1 — 200.10	W_2 = 180.10	W_2 = 200.10	W_3 ≡ 180.10	W_3 ≡ 200.10	g_0 kg	W_0 cm³	W_1 — 200.11	W_1 — 220.11	W_2 = 200.11	W_2 = 220.11	W_3 ≡ 200.11	W_3 ≡ 220.11
	∟ 80.80.10 Nietstärke 20 mm Stehblechstärke 10 mm Gurtplatten 180.10 und 200.10.								∟ 90.90.11 Nietstärke 20 mm Stehblechstärke 10 mm Gurtplatten 200.11 und 220.11.							
40	79,0	1073	1575	1655	2092	2252	2617	2859	90,2	1270	1887	1975	2536	2713	3199	3465
42	80,6	1147	1679	1763	2223	2391	2774	3028	91,8	1357	2011	2103	2694	2879	3380	3668
44	82,1	1223	1785	1873	2355	2532	2933	3199	93,3	1446	2136	2233	2853	3047	3581	3873
46	83,7	1300	1893	1985	2489	2674	3094	3371	94,9	1536	2263	2365	3013	3216	3775	4080
48	85,3	1379	2002	2098	2625	2818	3256	3546	96,5	1627	2392	2498	3176	3387	3970	4280
50	86,9	1458	2112	2212	2762	2963	3420	3721	98,1	1720	2522	2632	3339	3560	4168	4499
52	88,4	1540	2224	2328	2901	3109	3585	3898	99,6	1815	2654	2768	3505	3734	4366	4711
54	90,0	1622	2337	2445	3041	3257	3752	4077	101,2	1911	2787	2906	3672	3910	4567	4925
56	91,6	1707	2452	2564	3183	3407	3920	4257	102,8	2008	2922	3045	3840	4087	4769	5140
58	93,1	1792	2568	2684	3326	3558	4090	4439	104,3	2106	3058	3186	4010	4266	4972	5357
60	94,7	1879	2686	2806	3470	3710	4261	4622	105,9	2207	3196	3328	4182	4446	5178	5575
62	96,3	1967	2805	2929	3616	3864	4434	4807	107,5	2308	3335	3471	4355	4628	5384	5795
64	97,8	2057	2925	3053	3763	4020	4608	4993	109,0	2411	3475	3616	4529	4811	5592	6016
66	99,4	2147	3047	3179	3912	4176	4784	5181	110,6	2515	3617	3763	4705	4996	5802	6239
68	101,0	2240	3170	3306	4062	4334	4961	5370	112,2	2620	3761	3910	4882	5182	6013	6463
70	102,6	2333	3295	3435	4214	4494	5139	5560	113,8	2727	3906	4060	5061	5370	6226	6689
72	104,1	2428	3420	3564	4367	4655	5319	5752	115,2	2836	4052	4210	5241	5558	6440	6916
74	105,7	2525	3548	3696	4521	4817	5500	5945	116,9	2945	4199	4362	5423	5749	6655	7145
76	107,3	2622	3676	3828	4677	4981	5683	6140	118,5	3056	4348	4515	5606	5941	6872	7375
78	108,8	2721	3806	3962	4834	5146	5867	6336	120,0	3169	4499	4670	5790	6134	7090	7606
80	110,4	2822	3938	4098	4992	5312	6052	6533	121,6	3283	4650	4826	5976	6328	7310	7839
82	112,0	2924	4070	4234	5152	5480	6239	6732	123,2	3398	4803	4984	6163	6524	7531	8074
84	113,5	3027	4205	4373	5313	5649	6427	6932	124,7	3514	4958	5143	6352	6722	7754	8309
86	115,1	3131	4340	4512	5476	5820	6617	7134	126,3	3632	5114	5303	6542	6921	7978	8546
88	116,7	3237	4447	4653	5640	5992	6808	7337	127,9	3751	5271	5465	6733	7121	8203	8785
90	118,3	3344	4615	4795	5805	6165	7000	7541	129,5	3872	5430	5628	6926	7322	8430	9025
92	119,8	3452	4754	4939	5972	6340	7194	7747	131,0	3993	5590	5792	7120	7525	8658	9266
94	121,4	3562	4895	5083	6140	6516	7389	7954	132,6	4117	5751	5958	7316	7730	8888	9509
96	123,0	3673	5038	5230	6309	6693	7586	8162	134,2	4241	5914	6125	7513	7935	9119	9753
98	124,5	3786	5181	5377	6480	6872	7783	8370	135,7	4367	6078	6293	7711	8140	9351	[illegible]
100	126,1	3900	5326	5526	6652	7052	7983	8587	[illegible]	4494	6243	6464	7910	[illegible]	[illegible]	[illegible]

Gewicht der [illegible]

Für den Träger ohne Gurtplatte ist das Widerstandsmoment am kleinsten, wenn die Nietlöcher I in Abzug gebracht werden. Man hat (vgl. oben)

$$J_{\text{brutto}} = 234\,662 \text{ cm}^4$$

$$\text{Nietabzug I: } 2 \,.\, 2{,}3 \,.\, 3{,}6 \,.\, 39{,}5^2 = \underline{25\,838 \text{ „}}$$

$$J_0' = 208\,824 \text{ cm}^4$$

$$W_0 = \frac{208\,824}{45} = 4641 \text{ cm}^3.$$

Unter Benutzung der Tafeln S. 928 bekommt man

$W_2 = 8402$	$W_1 = 6413$
Verbesserung für 2 mm stärkeres Stehblech: $2 \times 128 = \underline{256}$	Verbesserung für 2 mm stärkeres Stehblech: $2 \times 132 = \underline{264}$
W_2 verbessert $= 8658$	W_1 verbessert $= 6677$.

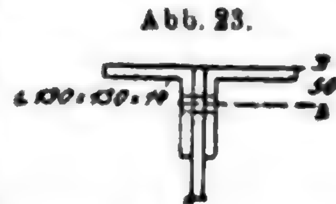
Die belanglosen Unterschiede gegenüber den Werten der Zahlenbeispiele rühren daher, daſs die Tafel die Rundungen der Winkel nicht berücksichtigt.

Die Fehler, die dadurch entstehen, daſs die Gurtplatten-Trägheitsmomente auf die eigene Schwerachse vernachlässigt werden, sind sehr klein (z. B. oben 0,12 cm³ bei **einer** Gurtplatte).

Tafeln für genietete Träger (Tafel 1 bis 10).

Bei Tafel 6 ist die Abrundung der Winkel berücksichtigt, bei den übrigen nicht. Bei der Berechnung von W_0 in Tafel 1, 3, 4 u. 7 ist das Nietloch in der Mitte des freien Schenkels angenommen, bei Tafel 5 u. 6 ist ein Wurzelmaſs von 50 mm angenommen (Abb. 23). Die Werte W bzw. ΔW der Tafeln 1, 2, 3 u. 7, sowie die meisten der für die geringeren Höhen der Tafeln 4 u. 5 sind den Tafeln von Böhm & John entnommen,*) die übrigen neu berechnet.

Abb. 23.



Die Neuauflage der Tafeln von Böhm & John, Berlin 1913, wird besonders empfohlen. (Träger bis 3 m Höhe, W bis 114 000.)

Tafel 2.

h	Aenderung ΔW des Widerstandsmomentes bei einer Aenderung der Stehblechstärke von 1 mm bei 1 bis 3 Gurtplatten						h	Aenderung ΔW des Widerstandsmomentes bei einer Aenderung der Stehblechstärke von 1 mm bei 1 bis 3 Gurtplatten					
	Plattenstärke mm			Plattenstärke mm				Plattenstärke mm			Plattenstärke mm		
cm	10	20	30	11	22	33	cm	10	20	30	11	22	33
50	40	39	37	40	38	37	80	104	102	99	104	101	99
52	43	42	40	43	42	40	82	109	107	104	109	106	104
54	47	45	44	47	45	43	84	115	112	110	115	112	109
56	51	49	47	50	49	47	86	121	118	115	120	117	115
58	54	52	51	54	52	50	88	126	124	121	126	123	120
60	58	56	55	58	56	54	90	132	129	127	132	129	126
62	62	60	58	62	60	58	92	138	135	132	138	135	132
64	66	64	62	66	64	62	94	144	141	138	144	141	133
66	71	69	67	70	68	66	96	151	148	145	150	147	144
68	75	73	71	75	72	70	98	157	154	151	157	153	150
70	80	77	75	79	77	75	100	163	160	157	163	160	156
72	84	82	80	84	81	79							
74	89	87	84	89	86	84							
76	94	92	89	94	91	89							
78	99	97	94	99	96	94							

*) Böhm & John, Widerstandsmomente usw., Berlin 1895, Verlag J. Springer.

Tafel 3.

∟ 100 . 100 . 12 Nietstärke 23 mm Stehblechstärke 10 mm
Gurtplatten 220 . 12 und 240 . 12.

Stehblechhöhe	g_s kg	W'_4 cm³	W_1 — 220 . 12	W_1 — 240 . 12	W_2 = 220 . 12	W_2 = 240 . 12	W'_3 ≡ 220 . 12	W'_3 ≡ 240 . 12
30	94,9	1001	1 487	1 559	2 062	2 207	2 657	2 876
32	96,4	1093	1 619	1 696	2 233	2 388	2 866	3 099
34	98,1	1187	1 754	1 836	2 407	2 571	3 078	3 325
36	99,6	1283	1 891	1 977	2 582	2 756	3 292	3 554
38	101,1	1381	2 029	2 121	2 760	2 943	3 508	3 784
40	102,7	1481	2 170	2 266	2 940	3 133	3 727	4 017
42	104,3	1582	2 313	2 413	3 122	3 324	3 948	4 253
44	105,8	1684	2 457	2 562	3 307	3 518	4 170	4 490
46	107,4	1789	2 603	2 713	3 491	3 713	4 395	4 729
48	109,0	1895	2 750	2 866	3 678	3 910	4 622	4 970
50	110,6	2002	2 900	3 020	3 867	4 108	4 850	5 212
52	112,1	2111	3 050	3 175	4 058	4 308	5 080	5 457
54	113,7	2221	3 203	3 332	4 250	4 510	5 312	5 703
56	115,3	2333	3 357	3 491	4 444	4 714	5 546	5 951
58	116,8	2446	3 512	3 652	4 650	4 919	5 781	6 200
60	118,4	2560	3 669	3 813	4 837	5 125	6 018	6 451
62	120,0	2677	3 828	3 977	5 035	5 334	6 256	6 704
64	121,5	2794	3 988	4 141	5 236	5 543	6 496	6 959
66	123,1	2913	4 149	4 307	5 437	5 754	6 738	7 215
68	124,7	3033	4 312	4 475	5 640	5 967	6 981	7 472
70	126,3	3155	4 476	4 644	5 845	6 181	7 225	7 731
72	127,8	3278	4 642	4 815	6 051	6 397	7 472	7 992
74	129,4	3402	4 809	4 987	6 258	6 614	7 719	8 254
76	131,0	3528	4 978	5 160	6 467	6 833	7 968	8 517
78	132,5	3655	5 148	5 335	6 678	7 053	8 219	8 782
80	134,1	3784	5 319	5 511	6 889	7 274	8 471	9 048
82	135,7	3914	5 492	5 689	7 105	7 497	8 724	9 316
84	137,2	4045	5 666	5 868	7 317	7 721	8 979	9 586
86	138,8	4177	5 842	6 048	7 533	7 947	9 236	9 856
88	140,4	4311	6 019	6 230	7 751	8 174	9 494	10 129
90	142,0	4447	6 197	6 413	7 970	8 402	9 753	10 403
92	143,5	4584	6 377	6 598	8 190	8 632	10 014	10 677
94	145,1	4722	6 558	6 785	8 412	8 863	10 276	10 954
96	146,7	4861	6 740	6 971	8 635	9 096	10 539	11 232
98	148,2	5002	6 924	7 159	8 859	9 330	10 804	11 511
100	149,8	5144	7 109	7 349	9 085	9 565	11 070	11 791
102	151,4	5288	7 296	7 541	9 312	9 802	11 338	12 074
104	152,9	5432	7 484	7 734	9 541	10 040	11 607	12 357
106	154,5	5579	7 673	7 928	9 771	10 280	11 878	12 642
108	156,1	5726	7 864	8 123	10 002	10 521	12 149	12 928
110	157,7	5875	8 056	8 320	10 235	10 763	12 423	13 216
112	159,2	6025	8 250	8 518	10 469	11 007	12 697	13 505
114	160,8	6177	8 444	8 718	10 704	11 252	12 973	13 795
116	162,4	6330	8 640	8 919	10 941	11 498	13 251	14 087
118	163,9	6484	8 838	9 121	11 179	11 746	13 530	14 380
120	165,5	6640	9 037	9 325	11 419	11 995	13 810	14 675
122	167,1	6797	9 237	9 530	11 660	12 246	14 091	14 971
124	168,6	6955	9 438	9 736	11 902	12 498	14 374	15 268
126	170,2	7115	9 641	9 944	12 146	12 751	14 658	15 567
128	171,8	7276	9 846	10 153	12 391	13 006	14 944	15 867
130	173,4	7438	10 051	10 363	12 637	13 261	15 231	16 168
Gewicht der Gurtplatten			41,45	45,22	82,90	90,43	124,34	135,65

Digitized by Google

Tafel 4.

L 120 . 120 . 13 Nietstärke 26 mm, Gurtplatten 260 . 13 und 280 . 13.

Stehblechstärke	Stehblechhöhe	g_0 kg	W_0 cm³	W_1 — 260 . 13	W_1 — 280 . 13	W_2 = 260 . 13	W_2 = 280 . 13	W_3 ≡ 260 . 13	W_3 ≡ 280 . 13
12 mm	60	149,7	3 181	4 645	4 801	6 154	6 466	7 681	8 152
	62	151,6	3 326	4 847	5 009	6 407	6 730	7 987	8 473
	64	153,5	3 473	5 051	5 218	6 663	6 997	8 294	8 795
	66	155,4	3 621	5 257	5 429	6 921	7 265	8 603	9 120
	68	157,3	3 771	5 465	5 642	7 180	7 535	8 914	9 447
	70	159,1	3 923	5 674	5 856	7 442	7 806	9 227	9 775
	72	161,0	4 076	5 885	6 073	7 705	8 080	9 542	10 106
	74	162,9	4 231	6 098	6 291	7 970	8 356	9 859	10 438
	76	164,8	4 388	6 313	6 511	8 237	8 633	10 178	10 772
	78	166,7	4 546	6 529	6 732	8 506	8 912	10 498	11 109
	80	168,6	4 706	6 748	6 956	8 776	9 193	10 821	11 446
	82	170,4	4 868	6 968	7 181	9 048	9 475	11 145	11 786
	84	172,3	5 032	7 189	7 408	9 322	9 759	11 471	12 128
	86	174,2	5 197	7 413	7 636	9 598	10 045	11 798	12 471
	88	176,1	5 363	7 638	7 866	9 875	10 333	12 128	12 816
	90	178,0	5 532	7 864	8 098	10 154	10 623	12 459	13 163
	92	179,9	5 702	8 093	8 332	10 435	10 914	12 792	13 511
	94	181,8	5 874	8 323	8 567	10 717	11 207	13 127	13 861
	96	183,6	6 047	8 555	8 804	11 002	11 501	13 463	14 213
	98	185,5	6 222	8 788	9 043	11 287	11 797	13 801	14 567
	100	187,4	6 399	9 023	9 283	11 575	12 095	14 141	14 922
	102	189,3	6 577	9 260	9 525	11 864	12 395	14 483	15 280
	104	191,2	6 757	9 498	9 769	12 155	12 696	14 826	15 638
	106	193,1	6 938	9 738	10 014	12 448	12 999	15 171	15 999
	108	194,9	7 121	9 980	10 261	12 742	13 304	15 517	16 361
	110	196,8	7 306	10 224	10 510	13 038	13 610	15 866	16 725
	112	198,7	7 492	10 469	10 760	13 336	13 918	16 216	17 091
	114	200,6	7 680	10 715	11 012	13 635	14 228	16 568	17 458
	116	202,5	7 870	10 964	11 265	13 936	14 539	16 921	17 827
	118	204,4	8 061	11 214	11 520	14 23[illegible]	14 852	17 276	18 198
	120	206,2	8 254	11 465	11 777	14 543	15 167	17 633	18 570
	122	208,1	8 449	11 718	12 036	14 849	15 483	17 991	18 944
	124	210,0	8 645	11 973	12 296	15 156	15 801	18 351	19 320
	126	211,9	8 843	12 230	12 557	15 465	16 121	18 713	19 697
	128	213,8	9 042	12 488	12 821	15 776	16 442	19 076	20 076
	130	215,7	9 243	12 748	13 086	16 089	16 765	19 441	20 456
	132	217,5	9 445	13 009	13 352	16 403	17 089	19 808	20 839
	134	219,4	9 650	13 272	13 621	16 718	17 415	20 176	21 223
	136	221,3	9 855	13 537	13 890	17 036	17 743	20 546	21 608
	138	223,2	10 063	13 [illegible]03	14 162	17 355	18 073	20 918	21 995
14 mm	140	247,1	10 922	14 768	15 132	18 360	19 088	21 963	23 056
	142	249,3	11 151	15 057	15 426	18 701	19 440	22 357	23 466
	144	251,5	11 382	15 347	15 722	19 045	19 794	22 753	23 877
	146	253,7	11 615	15 640	16 020	19 390	20 150	23 151	24 291
	148	255,9	11 850	15 935	16 320	19 737	20 500	23 551	24 706
	150	258,1	12 087	16 231	16 621	20 086	20 866	23 952	25 123
	152	260,2	12 325	16 530	16 925	20 437	21 228	24 356	25 542
	154	262,4	12 566	16 830	17 230	20 790	21 591	24 761	25 963
	156	264,6	12 808	17 132	17 538	21 145	21 956	25 168	26 386
	158	266,8	13 052	17 436	17 847	21 501	22 323	25 577	26 811
	160	269,0	13 298	17 742	18 158	21 860	22 692	25 988	27 237
Gewicht der Gurtplatten				53,07	57,15	106,13	114,36	159,20	171,44

Tafel 5.

L 130 . 130 . 14 Nietstärke 26 mm 1 bis 3 Gurtplatten 280 . 13 und 300 . 13.

Stehblechstärke	Stehblechhöhe	g_0 kg	W_0 cm³	W_1 280 . 13 I	W_1 300 . 13 I	W_2 280 . 13 II	W_2 300 . 13 II	W_3 280 . 13 III	W_3 300 . 13 III
12 mm	80	184,2	5 213	7 500	7 708	9 720	10 136	11 958	12 584
	82	186,0	5 393	7 743	7 956	10 020	10 447	12 315	12 957
	84	187,9	5 574	7 987	8 206	10 322	10 760	12 674	13 331
	86	189,8	5 757	8 234	8 458	10 626	11 074	13 035	13 708
	88	191,7	5 942	8 482	8 711	10 932	11 390	13 398	14 086
	90	193,6	6 128	8 732	8 966	11 239	11 707	13 763	14 466
	92	195,5	6 316	8 984	9 223	11 548	12 027	14 129	14 848
	94	197,4	6 505	9 237	9 482	11 859	12 348	14 497	15 232
	96	199,3	6 697	9 492	9 742	12 171	12 671	14 867	15 617
	98	201,1	6 890	9 749	10 004	12 486	12 996	15 238	16 004
	100	203,0	7 085	10 007	10 267	12 802	13 322	15 612	16 393
	102	204,9	7 281	10 267	10 533	13 119	13 650	15 987	16 784
	104	206,8	7 479	10 529	10 800	13 439	13 980	16 363	17 176
	106	208,7	7 679	10 793	11 068	13 760	14 311	16 742	17 570
	108	210,5	7 880	11 058	11 339	14 083	14 645	17 122	17 966
	110	212,4	8 083	11 325	11 611	14 407	14 979	17 504	18 364
	112	214,3	8 288	11 593	11 884	14 733	15 316	17 888	18 763
	114	216,2	8 494	11 863	12 160	15 061	15 654	18 273	19 164
	116	218,1	8 702	12 135	12 437	15 391	15 994	18 660	19 566
	118	220,0	8 911	12 408	12 715	15 722	16 336	19 049	19 971
	120	221,8	9 123	12 684	12 996	16 055	16 679	19 439	20 377
14 mm	122	242,9	9 783	13 446	13 764	16 865	17 500	20 298	21 251
	124	245,1	10 012	13 741	14 063	17 217	17 862	20 707	21 676
	126	247,3	10 244	14 038	14 365	17 571	18 227	21 119	22 103
	128	249,5	10 478	14 335	14 668	17 928	18 593	21 533	22 532
	130	251,7	10 713	14 636	14 974	18 286	18 962	21 948	22 963
	132	253,9	10 950	14 939	15 282	18 645	19 332	22 365	23 396
	134	256,1	11 189	15 242	15 591	19 007	19 704	22 785	23 832
	136	258,3	11 431	15 549	15 902	19 371	20 078	23 206	24 268
	138	260,5	11 673	15 856	16 215	19 737	20 455	23 630	24 707
	140	262,7	11 919	16 166	16 530	20 104	20 832	24 055	25 148

Stehblechstärke	Stehblechhöhe	g_0 kg	W_0 cm³	W_1 280 . 13 I	W_1 300 . 13 I	W_2 280 . 13 II	W_2 300 . 13 II	W_3 280 . 13 III	W_3 300 . 13 III
14 mm	142	264,9	12 244	16 554	16 925	20 548	21 287	24 555	25 664
	144	267,1	12 494	16 869	17 244	20 921	21 670	24 985	26 109
	146	269,3	12 746	17 185	17 565	21 295	22 054	25 417	26 557
	148	271,5	12 999	17 504	17 888	21 671	22 441	25 850	27 006
	150	273,7	13 255	17 824	18 214	22 049	22 830	26 286	27 458
	152	275,8	13 512	18 147	18 542	22 430	23 220	26 724	27 911
	154	278,0	13 771	18 471	18 871	22 812	23 612	27 164	28 366
	156	280,2	14 032	18 797	19 203	23 195	24 007	27 605	28 823
	158	282,4	14 295	19 125	19 536	23 581	24 403	28 049	29 282
	160	284,6	14 560	19 455	19 871	23 969	24 801	28 494	29 743
	162	286,8	14 827	19 787	20 208	24 359	25 201	28 941	30 206
	164	289,0	15 095	20 120	20 547	24 751	25 603	29 390	30 671
	166	291,2	15 366	20 456	20 888	25 143	26 006	29 841	31 137
	168	293,4	15 638	20 793	21 230	25 538	26 411	30 294	31 606
	170	295,6	15 912	21 132	21 574	25 935	26 819	30 749	32 076
	172	297,8	16 188	21 473	21 920	26 334	27 229	31 206	32 548
	174	300,0	16 466	21 816	22 268	26 735	27 640	31 665	33 022
	176	302,2	16 746	22 161	22 618	27 138	28 053	32 125	33 498
	178	304,4	17 028	22 508	22 970	27 542	28 468	32 587	33 976
	180	306,6	17 312	22 857	23 325	27 949	28 885	33 052	34 456
	182	308,8	17 597	23 208	23 681	28 357	29 304	33 518	34 938
	184	311,0	17 884	23 560	24 038	28 767	29 725	33 986	35 422
	186	313,2	18 173	23 914	24 398	29 180	30 147	34 456	35 907
	188	315,4	18 464	24 271	24 760	29 594	30 572	34 928	36 395
	190	317,6	18 757	24 629	25 123	30 010	30 998	35 401	36 884
	192	319,8	19 052	24 988	25 488	30 427	31 426	35 877	37 275
	194	322,0	19 349	25 350	25 855	30 847	31 856	36 354	37 868
	196	324,2	19 647	25 714	26 224	31 269	32 288	36 834	38 363
	198	326,4	19 948	26 080	26 597	31 692	32 722	37 315	38 860
	200	328,6	20 250	26 447	26 967	32 118	33 157	37 798	39 360
Gewicht der Gurtplatten kg				57,15	61,93	114,30	[illegible]	171,44	185,69

Tafel 6.

∟ 140 . 140 . 15 Nietstärke 26 mm 1 bis 3 Gurtplatten 310 . 15 und 330 . 15.

Stehblechstärke	Stehblechhöhe	g_0 kg	W_0 cm³	W_1 — 310 . 15	W_1 — 330 . 15	W_2 = 310 . 15	W_2 = 330 . 15	W_3 ≡ 310 . 15	W_3 ≡ 330 . 15
14 mm	120	256,68	10 617	15 300	15 598	19 636	20 357	24 057	25 139
	122	258,88	10 866	15 570	15 936	20 043	20 776	24 538	25 639
	124	261,08	11 117	15 903	16 275	20 452	21 196	25 022	26 140
	126	263,28	11 369	16 238	16 616	20 862	21 619	25 508	26 644
	128	265,48	11 623	16 575	16 959	21 275	22 043	25 995	27 149
	130	267,68	11 880	16 914	17 304	21 689	22 469	26 485	27 657
	132	269,86	12 138	17 255	17 651	22 105	22 898	26 976	28 166
	134	272,06	12 398	17 598	18 000	22 524	23 328	27 470	28 678
	136	274,26	12 660	17 943	18 351	22 944	23 760	27 965	29 191
	138	276,46	12 924	18 289	18 703	23 366	24 204	28 463	29 706
	140	278,66	13 190	18 638	19 058	23 790	24 630	29 096	30 224
	142	280,86	13 458	18 988	19 415	24 216	25 068	29 463	30 743
	144	283,06	13 727	19 341	19 773	24 644	25 508	29 966	31 264
	146	285,26	13 999	19 695	20 133	25 074	25 950	30 471	31 787
	148	287,46	14 272	20 051	20 496	25 505	26 394	30 979	32 312
	150	289,66	14 548	20 410	20 860	25 939	26 839	31 487	32 839
	152	291,84	14 825	20 770	21 226	26 375	27 287	31 998	33 368
	154	294,04	15 104	21 132	21 594	26 812	27 736	32 511	33 899
	156	296,24	15 385	21 495	21 963	27 251	28 188	33 026	34 432
	158	298,44	15 668	21 861	22 335	27 693	28 641	33 543	34 966
	160	300,64	15 953	22 229	22 709	28 137	29 096	34 061	35 503
	162	302,84	16 239	22 598	23 084	28 581	29 554	34 582	36 041
	164	305,04	16 528	22 970	23 462	29 028	30 012	35 104	36 582
	166	307,24	16 818	23 343	23 841	29 477	30 473	35 629	37 124
	168	309,44	17 110	23 718	24 222	29 928	30 936	36 155	37 668
15 mm	170	324,98	17 847	24 569	25 079	30 846	31 866	37 140	38 672
	172	327,34	18 154	24 959	25 475	31 311	32 344	37 682	39 231
	174	329,68	18 463	25 351	25 873	31 779	32 824	38 225	39 792
	176	332,04	18 774	25 746	26 274	32 249	33 306	38 770	40 355
	178	334,40	19 087	26 142	26 676	32 721	33 789	39 317	40 921
	180	336,76	19 402	26 540	27 080	33 195	34 275	39 867	41 488

Stehblechstärke	Stehblechhöhe	g_0 kg	W_0 cm³	W_1 — 310 . 15	W_1 — 330 . 15	W_2 = 310 . 15	W_2 = 330 . 15	W_3 ≡ 310 . 15	W_3 ≡ 330 . 15
15 mm	182	339,10	19 719	26 941	27 487	33 671	34 763	40 418	42 057
	184	341,46	20 038	27 343	27 895	34 149	35 253	40 972	42 629
	186	343,82	20 359	27 748	28 306	34 608	35 745	41 527	43 202
	188	346,18	20 682	28 154	28 718	35 110	36 239	42 085	43 777
	190	348,52	21 007	28 562	29 132	35 595	36 735	42 644	44 355
	192	350,88	21 334	28 973	29 549	36 081	37 234	43 206	44 935
	194	353,24	21 663	29 385	29 967	36 569	37 733	43 769	45 516
	196	355,60	21 994	29 800	30 388	37 059	38 236	44 335	46 164
	198	357,94	22 327	30 216	30 810	37 551	38 740	44 903	46 686
	200	360,30	22 663	30 635	31 235	38 045	39 246	45 472	47 273
	202	362,66	23 000	31 056	31 662	38 542	39 754	46 044	47 863
	204	365,01	23 339	31 478	32 090	39 040	40 264	46 618	48 455
	206	367,37	23 680	31 903	32 521	39 540	40 776	47 193	49 042
	208	369,72	24 023	32 330	32 953	40 042	41 291	47 771	49 644
	210	372,08	24 368	32 758	33 388	40 547	41 807	48 351	50 242
	212	374,43	24 763	33 235	33 871	41 099	42 371	48 978	50 894
	214	376,79	25 065	33 621	34 263	41 561	42 845	49 517	51 444
	216	379,14	25 416	34 056	34 704	42 072	43 368	50 102	52 047
	218	381,50	25 769	34 492	35 147	42 584	43 892	50 690	52 653
	220	383,85	26 124	34 931	35 591	43 098	44 418	51 280	53 261
	222	386,21	26 481	35 372	36 039	43 614	44 946	51 872	53 871
	224	388,56	26 841	35 815	36 487	44 133	45 477	52 466	54 483
	226	390,92	27 202	36 259	36 937	44 653	46 009	53 062	55 097
	228	393,27	27 565	36 706	37 390	45 176	46 544	53 660	55 714
	230	395,63	27 930	37 155	37 845	45 700	47 080	54 260	56 331
	232	397,98	28 297	37 605	38 301	46 226	47 610	54 862	56 951
	234	402,69	28 667	38 058	38 761	46 755	48 159	55 466	57 573
	236	400,34	29 038	38 513	39 221	47 285	48 702	56 072	58 197
	238	405,05	29 411	38 970	39 684	47 818	49 246	56 680	58 823
	240	407,40	29 786	39 428	40 148	48 352	49 792	57 290	59 451
Gewicht der Gurtplatten kg				73,01	77,72	146,01	155,43	219,02	233,15

Tafel 7.

┕ 80.120.12 Nietstärke 23 mm Stehblechstärke 12 mm

Gurtplatten 260.12 und 280.12.

Stehblechhöhe	g_0 kg	W_0 cm³	W_1 — 260.12	W_1 — 280.12	W_2 = 260.12	W_2 = 280.12
40	108,8	1601	2 528	2 624	3 483	3 675
42	110,7	1706	2 688	2 788	3 691	3 893
44	112,6	1813	2 849	2 955	3 901	4 113
46	114,4	1922	3 012	3 122	4 114	4 335
48	116,3	2032	3 177	3 292	4 328	4 559
50	118,2	2144	3 344	3 464	4 544	4 784
52	120,1	2258	3 512	3 637	4 761	5 012
54	121,9	2374	3 682	3 812	4 981	5 241
56	123,8	2491	3 854	3 988	5 202	5 472
58	125,7	2609	4 028	4 167	5 426	5 705
60	127,5	2730	4 203	4 347	5 650	5 939
62	129,4	2852	4 380	4 529	5 877	6 175
64	131,3	2975	4 559	4 712	6 105	6 413
66	133,2	3100	4 739	4 897	6 336	6 653
68	135,0	3227	4 921	5 084	6 567	6 894
70	136,9	3356	5 105	5 273	6 801	7 137
72	138,8	3486	5 290	5 463	7 036	7 382
74	140,7	3617	5 477	5 655	7 273	7 629
76	142,5	3751	5 666	5 848	7 511	7 877
78	144,4	3886	5 856	6 043	7 752	8 126
80	146,3	4022	6 048	6 240	7 993	8 378
82	148,1	4160	6 242	6 438	8 237	8 631
84	150,0	4300	6 437	6 638	8 482	8 886
86	151,9	4442	6 634	6 840	8 729	9 142
88	153,8	4585	6 832	7 043	8 978	9 400
90	155,6	4729	7 032	7 248	9 228	9 660
92	157,5	4876	7 234	7 455	9 479	9 921
94	159,4	5023	7 437	7 663	9 733	10 184
96	161,2	5173	7 642	7 873	9 988	10 449
98	163,1	5324	7 849	8 084	10 245	10 715
100	165,0	5477	8 057	8 297	10 503	10 983
102	166,9	5631	8 267	8 512	10 763	11 253
104	168,7	5787	8 479	8 728	11 025	11 524
106	170,6	5944	8 692	8 946	11 288	11 797
108	172,5	6103	8 907	9 166	11 553	12 071
110	174,4	6264	9 123	9 387	11 819	12 347
112	176,2	6427	9 341	9 610	12 087	12 625
114	178,1	6590	9 560	9 834	12 357	12 904
116	180,0	6756	9 782	10 060	12 628	13 185
118	181,8	6923	10 004	10 288	12 901	13 468
120	183,7	7092	10 229	10 517	13 176	13 752
122	185,6	7262	10 455	10 748	13 452	14 038
124	187,5	7434	10 683	10 980	13 730	14 325
126	189,3	7608	10 912	11 214	14 009	14 614
128	191,2	7783	11 143	11 450	14 290	14 905
130	193,1	7960	11 375	11 687	14 573	15 197
132	194,9	8138	11 609	11 926	14 857	15 491
134	196,8	8318	11 845	12 167	15 143	15 787
136	198,7	8500	12 082	12 409	15 431	16 084
138	200,6	8683	12 321	12 652	15 720	16 383
140	202,4	8867	12 562	12 898	16 022	16 683
Gewicht der Gurtplatten kg			48,98	52,75	97,96	105,50

Tafel 8.

Aenderung ΔW des Widerstandsmomentes bei einer Aenderung der Stehblechstärke von 1 mm bei 1 bis 3 Gurtplatten.

h	Plattenstärke mm		
cm	12	24	36
30	14	13	12
32	16	15	14
34	18	17	16
36	20	19	18
38	23	21	20
40	25	24	23
42	28	26	25
44	31	29	28
46	34	32	31
48	37	35	33
50	40	38	36
52	43	41	40
54	47	45	43
56	50	48	46
58	54	52	50
60	58	56	54
62	62	60	58
64	66	64	61
66	70	68	66
68	74	72	70
70	79	76	74
72	84	81	79
74	88	86	83
76	93	91	88
78	98	96	93
80	104	101	98
82	109	106	103
84	114	111	108
86	120	117	114
88	126	122	119
90	132	128	125
92	138	134	131
94	144	140	137
96	150	146	143
98	156	153	149

h	Plattenstärke mm		
cm	12	24	36
100	164	159	156
102	170	166	162
104	176	172	169
106	183	179	175
108	190	186	182
110	197	193	189
112	205	201	196
114	212	208	204
116	220	215	211
118	227	223	219
120	235	231	226
122	243	239	234
124	251	247	242
126	260	255	250
128	268	263	259
130	277	272	267

h	Plattenstärke mm		
cm	13	26	39
60	58	55	53
62	62	59	57
64	66	63	61
66	70	67	65
68	74	72	69
70	79	76	74
72	83	81	78
74	88	85	83
76	93	90	87
78	98	95	92
80	103	100	97
82	109	105	102
84	114	111	108
86	120	116	113
88	125	122	119
90	131	128	124
92	137	134	130
94	143	140	136
96	150	146	142
98	156	152	148
100	162	158	155
102	169	165	161
104	176	172	168
106	183	179	174
108	190	186	181
110	197	193	188
112	204	200	196
114	212	207	203
116	220	215	210
118	227	222	217
120	235	230	225
122	243	238	233
124	251	246	241
126	259	254	249
128	268	262	257

h	Plattenstärke mm		
cm	13	26	39
130	276	271	265
132	285	279	274
134	294	288	283
136	303	297	291
138	312	306	300
140	321	315	309
142	330	324	318
144	340	334	328
146	349	343	337
148	359	353	347
150	369	363	356
152	379	372	366
154	389	382	376
156	399	393	386
158	410	403	397
160	420	413	407
162	431	424	417
164	442	435	428
166	453	445	439
168	464	456	450
170	475	467	461
172	486	479	472
174	498	490	483
176	509	501	494
178	521	513	506
180	533	525	518
182	545	537	529
184	557	549	541
186	569	561	553
188	582	573	566
190	594	586	578
192	607	598	590
194	620	611	603
196	633	624	616
198	646	637	629
200	659	650	642

h	Plattenstärke mm		
cm	15	30	45
120	234	229	223
122	242	236	231
124	250	244	239
126	258	252	247
128	267	261	255
130	276	270	264
132	284	279	272
134	293	287	280
136	302	296	289
138	311	304	298
140	320	313	307
142	329	322	316
144	338	332	325
146	348	341	335
148	358	351	344
150	368	361	354
152	378	370	364
154	388	380	373
156	398	391	383
158	408	401	394
160	419	411	404
162	429	422	414
164	440	432	425
166	451	443	436
168	462	454	447
170	473	465	458
172	485	476	469
174	496	488	480
176	508	499	491
178	519	511	503
180	531	523	514
182	543	535	526
184	555	546	538
186	567	558	550
188	580	571	562

h	Plattenstärke mm		
cm	15	30	45
190	592	583	574
192	605	596	587
194	618	608	600
196	631	621	612
198	644	634	625
200	657	647	638
202	670	660	651
204	684	674	664
206	697	687	678
208	711	701	691
210	725	715	705
212	739	728	719
214	753	742	732
216	767	757	746
218	781	771	760
220	796	785	775
222	811	800	790
224	825	814	804
226	840	829	819
228	855	844	834
230	870	859	848
232	886	874	863
234	901	890	879
236	917	905	894
238	932	921	910
240	948	937	925

Tafel 9.

Die von den Tafelwerten W abzuziehende Korrektur ΔW für den Fall, daſs in jedem Gurt 3 Nietlöcher abgezogen werden.

h	L 120.120.13			h	L 120.120.13			h	L 130.130.14			h	L 130.130.14			h	L 140.140.15			h	L 140.140.15		
	— 13	= 13	≡ 13		— 13	= 13	≡ 13		— 13	= 13	≡ 13		— 13	= 13	≡ 13		— 15	= 15	≡ 15		— 15	= 15	≡ 15
60	344	331	318	120	918	899	887	80	617	598	581	140	1294	1271	1249	120	1125	1099	1073	180	1848	1818	1789
62	363	349	336	122	937	918	899	82	638	619	601	142	1316	1293	1270	122	1148	1121	1096	182	1871	1841	1812
64	382	367	354	124	957	937	919	84	658	639	621	144	1338	1314	1292	124	1171	1144	1118	184	1894	1865	1836
66	400	386	372	126	976	957	938	86	678	659	641	146	1359	1336	1313	126	1194	1166	1140	186	1918	1888	1859
68	419	404	390	128	995	976	958	88	699	679	661	148	1381	1357	1335	128	1216	1189	1163	188	1941	1911	1882
70	438	423	409	130	1015	995	977	90	719	699	681	150	1403	1379	1356	130	1239	1211	1185	190	1964	1934	1905
72	457	442	428	132	1034	1015	996	92	739	719	701	152	1424	1401	1378	132	1261	1234	1208	192	1988	1957	1928
74	476	461	446	134	1054	1034	1015	94	760	739	721	154	1446	1422	1400	134	1284	1257	1230	194	2011	1981	1951
76	494	479	465	136	1073	1054	1034	96	780	760	741	156	1468	1444	1421	136	1307	1279	1253	196	2034	2004	1975
78	513	497	483	138	1092	1073	1054	98	801	780	760	158	1490	1466	1443	138	1329	1302	1275	198	2057	2027	1998
80	532	516	501	140	1171	1150	1130	100	821	801	782	160	1511	1487	1464	140	1352	1324	1298	200	2081	2050	2021
82	551	535	520	142	1191	1170	1150	102	842	821	802	162	1533	1509	1486	142	1375	1347	1320	202	2104	2074	2044
84	571	554	539	144	1212	1190	1170	104	862	842	822	164	1555	1531	1508	144	1398	1370	1343	204	2127	2097	2067
86	590	574	558	146	1233	1211	1190	106	883	862	843	166	1576	1553	1530	146	1420	1392	1365	206	2151	2120	2091
88	609	592	578	148	1253	1232	1211	108	903	883	863	168	1599	1574	1551	148	1443	1415	1388	208	2173	2144	2114
90	628	611	595	150	1274	1252	1232	110	924	903	883	170	1620	1596	1572	150	1466	1437	1410	210	2197	2167	2137
92	647	630	614	152	1294	1273	1252	112	944	924	903	172	1642	1617	1594	152	1488	1460	1433	212	2221	2190	2160
94	666	649	633	154	1315	1293	1273	114	965	944	924	174	1663	1639	1616	154	1511	1483	1455	214	2244	2213	2184
96	686	668	652	156	1335	1314	1293	116	985	965	944	176	1685	1660	1638	156	1534	1505	1478	216	2267	2237	2207
98	705	688	671	158	1356	1334	1314	118	1006	985	965	178	1707	1682	1659	158	1557	1528	1501	218	2291	2260	2230
100	724	706	690	160	1376	1355	1334	120	1027	1006	985	180	1728	1704	1681	160	1579	1550	1523	220	2314	2283	2253
102	743	725	708					122	1100	1077	1056	182	1750	1725	1703	162	1602	1573	1546	222	2337	2306	2276
104	763	744	727					124	1121	1099	1077	184	1772	1747	1724	164	1625	1596	1568	224	2361	2330	2299
106	782	764	746					126	1143	1120	1008	186	1794	1769	1745	166	1648	1619	1591	226	2384	2353	2323
108	802	783	766					128	1164	1142	1119	188	1815	1791	1767	168	1670	1641	1614	228	2407	2376	2346
110	821	802	784					130	1186	1163	1141	190	1837	1813	1789	170	1731	1702	1673	230	2430	2400	2369
112	840	822	803					132	1208	1185	1162	192	1859	1834	1811	172	1755	1725	1697	232	2454	2423	2393
114	859	841	823					134	1229	1207	1184	194	1881	1856	1832	174	1778	1748	1720	234	2477	2446	2416
116	879	860	842					136	1251	1228	1207	196	1902	1878	1854	176	1801	1772	1743	236	2500	2469	2439
118	898	880	861					138	1272	1250	1228	198	1924	1900	1876	178	1825	1795	1766	238	2524	2492	2462

Tafel 10.

Das Trägheitsmoment des 1 mm starken Stehbleches.

h	*J*	*h*	*J*	*h*	*J*	*h*	*J*	*h*	*J*
40	533	82	4 595	122	15 132	162	35 429	202	68 687
42	617	84	4 939	124	15 889	164	36 758	204	70 747
44	710	86	5 301	126	16 670	166	38 119	206	72 849
46	811	88	5 680	128	17 476	168	39 514	208	74 991
48	922	90	6 075	130	18 383	170	40 942	210	77 175
50	1 042	92	6 489	132	19 166	172	42 404	212	79 402
52	1 172	94	6 922	134	20 051	174	43 900	214	81 670
54	1 312	96	7 373	136	20 962	176	45 432	216	83 981
56	1 464	98	7 843	138	21 901	178	46 998	218	86 335
58	1 626	100	8 333	140	22 867	180	48 600	220	88 733
60	1 800	102	8 843	142	23 861	182	50 239	222	91 176
62	1 986	104	9 374	144	24 883	184	51 913	224	93 662
64	2 185	106	9 925	146	25 935	186	53 624	226	96 193
66	2 396	108	10 498	148	27 015	188	55 372	228	98 770
68	2 620	110	11 092	150	28 125	190	57 158	230	101 392
70	2 858	112	11 708	152	29 265	192	58 982	232	104 060
72	3 110	114	12 346	154	30 436	194	60 845	234	106 774
74	3 377	116	13 008	156	31 637	196	62 746	236	109 536
76	3 658	118	13 692	158	32 869	198	64 687	238	112 344
78	3 955	120	14 400	160	34 133	200	66 667	240	115 200
80	4 267								

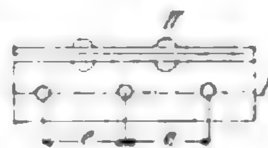
Nietabzug nur im Zuggurt ist nicht üblich, obwohl der sonstigen Brückenbaupraxis entsprechend als erlaubt anzusehen. Der Gewinn an Widerstandsmoment wegen der Verschiebung der neutralen Achse gering, bei Gurtplatten und zwei Nietlöchern im Mittel $2^1/_2\,^0/_0$. Mit demselben Baustoffaufwand erreicht man einen mehrmals gröfseren Zuwachs an Widerstandsmoment, wenn der Obergurt um die Hälfte der sonst abgezogenen Lochquerschnitte verkleinert und der Untergurt um denselben Betrag vergröfsert wird.

Gurtniete (Abb. 24).

Nietdurchmesser nach der Stärke der Winkelschenkel und Gurtplatten bemessen.

Nietentfernung: Für die Niete I ist e meistens $= 6\,d$, sofern die statische Berechnung keine engere Teilung verlangt. In der Trägermitte, wo die Querkräfte gering sind, hat man auch weitere Teilung ausgeführt, aber auch engere.

Abb. 24.



Die Niete II werden in der Regel wie in Abb. 24 gesetzt. Sie werden sehr wenig beansprucht, weshalb es bei besonders enger Nietteilung zulässig ist, sie nur in jedem zweiten Zwischenraume anzubringen.

Berechnung der Niete I. Die gesamte, in einem Gurtquerschnitt auftretende Zug- bzw. Druckkraft ist $M \cdot \frac{S}{J}$. Hier ist S das statische Moment des Querschnittes eines durch diese Niete angeschlossenen Gurtes in bezug auf die Schwerachse des Gesamtquerschnittes, J das Trägheitsmoment des Gesamtquerschnittes.

Nietkraft: $N = \triangle M \cdot \frac{S}{J} = Q \cdot e \cdot \frac{S}{J}$.

Bei der Berechnung von $\frac{S}{J}$ soll man mit den vollen Querschnitten ohne Nietabzug rechnen.

Näherungsweise kann man nach Vianello[10] $\frac{S}{J}$ durch $\frac{G}{W}$ ersetzen, wo G der Querschnitt eines angeschlossenen Gurtes und W das Widerstandsmoment des Gesamtquerschnittes ist. Hier empfiehlt es sich, mit Nietabzug zu rechnen.

Querschnitt (Abb. 22 S. 925) ohne Gurtplatten:
$S = 2 \,.\, 22{,}7 \,.\, 42{,}1 = 1908$ cm³; $J = 234\,662$ cm⁴, demnach $\frac{S}{J} = \frac{1}{123}$. (Bei Anwendung der Querschnitte mit Nietabzug erhielte man $\frac{S}{J} = \frac{1}{132}$; während in der empfohlenen Annäherungsformel $\frac{G}{W} = \frac{39{,}88}{4641} = \frac{1}{116}$; also etwas ungünstiger als der erste Wert.)

Mit einer Gurtplatte erhält man (ohne Nietabzug):
$\frac{S}{J} = \frac{3224}{354\,100} = \frac{1}{110}$; dagegen nach der Annäherungsformel $\frac{G}{W} = \frac{63{,}18}{6800} = \frac{1}{107{,}5}$

Bei der Nietberechnung kommt meistens nur der Lochleibungsdruck σ_l in Betracht.

Die mit Rücksicht auf die Beanspruchung erlaubte Nietteilung ergibt sich zu
$$e = \frac{N_{\text{zulässig}}}{Q} \cdot \frac{J}{S} = \frac{\sigma_l \,.\, d \,.\, \delta}{Q} \cdot \frac{J}{S}$$
oder angenähert
$$e = \frac{\sigma_l \,.\, d \,.\, \delta}{Q} \cdot \frac{G}{W}.$$
Hierbei in der Regel $\sigma_l =$ doppelte Scherspannung $= 1{,}8\,\sigma_s$.

Man kann recht genau setzen: $\frac{J}{S} = h' + \frac{F_s}{G} \cdot \frac{h_s}{6}$,
wo h_s Stehblechhöhe, h' die Entfernung der Gurtschwerpunkte (kann hinreichend genau geschätzt werden), F_s Querschnitt des Stehbleches, G Querschnitt einer Gurtung, beide ohne Nietabzug.

Man erhält:
$$e = \frac{\sigma_l \,.\, d \,.\, \delta}{Q} \cdot \left(h' + \frac{F_s}{G} \cdot \frac{h_s}{6}\right),$$
woraus folgt, dafs bei gleichbleibender Querkraft und Gurtquerschnitt die Nietentfernung mit der Trägerhöhe stark abnimmt.

Unregelmäfsigkeiten: Die Formeln zur Benutzung der Nietbeanspruchung bzw. der Nietteilung treffen bei plötzlichen Querschnittänderungen des angeschlossenen Gurtes nicht mehr zu. Wenn die Gurte oder einzelne Teile derselben nicht bis zum Trägerende reichen, mufs die Zahl der Niete so bemessen werden, dafs die Gurtkräfte auf den in Betracht kommenden Strecken auch auf das Stehblech sicher übertragen werden.

Beispiel (Abb. 25): Querträger eingleisiger Brücke mit 5,9 m Feldweite. Querschnitt wie Zahlenbeispiel (Abb. 22 S. 925), Querkraft links vom Querschnitt III—III = 32,9 t, zulässige Nietkraft = 3,87 t. In III—III ist $M \frac{S}{J} = 5100$ tcm $\cdot \frac{3224}{354\,400} = 46{,}4$ t, in II—II entsprechend $3290 \frac{1908}{234\,662} = 26{,}3$ t. Demnach ist auf Strecke III—II $46{,}4 - 26{,}8 = 19{,}6$ t

von den Nieten I aufzunehmen. Erforderliche Nietzahl $n = 19{,}6 : 3{,}87 = 5{,}1 = \sim 6$. Es ergibt sich $e = 9{,}2$ cm statt 12,9 cm nach der Formel $e = \frac{N}{Q} \cdot \frac{J}{S}$.

Abb. 25.

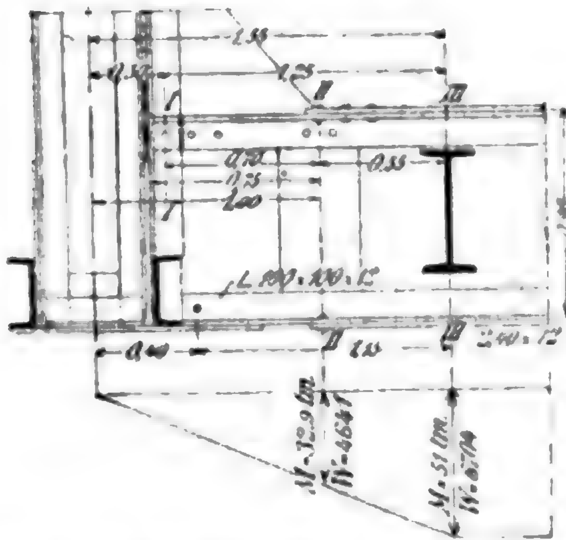
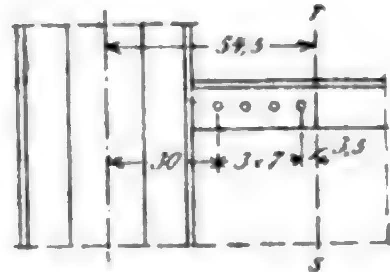


Abb. 26.



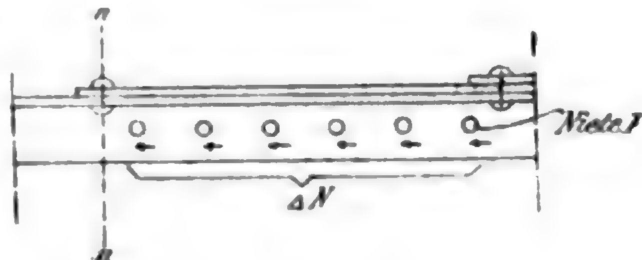
Strecke II—I (ohne Rücksicht auf Windknotenblech und Aussteifungsblech). Kleinere Nietteilung erforderlich, weil Winkel nicht bis zur Auflagersenkrechten gehen.

Erf. Nietzahl $n = \frac{26{,}8}{3{,}87} = \sim 7$. Wenn keine besonderen Anschlufsniete etwa nach Abb. 26 angebracht werden, so ergibt sich $e < 11$ cm statt $e = 14{,}5$ cm nach der Formel für den Normalfall.

Allgemein ist die Summe der Zusatzkräfte der Niete, die dadurch hervorgerufen werden, dafs die erste Gurtplatte aufhört,

$$\Delta N = \frac{M_n}{J_1}\left(S_p - \frac{J_p}{J_0} S_0\right).$$

Abb. 27



M_n ist das Moment in $n—n$ (Abb. 27), J_0 und S_0 beziehen sich auf den Querschnitt ohne Gurtplatte, J_p und S_p auf die Gurtplatte allein, alles mit früher gebrauchter Bedeutung. Für die zweite Gurtplatte entsprechend:

$$\Delta N = \frac{M_n}{J_2}\left(S_p - \frac{J_p}{J_1}\right)$$

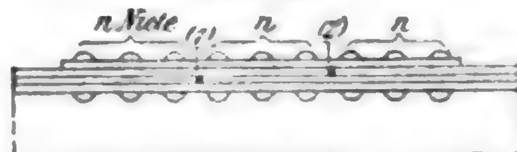
und für die vor Trägerende aufhörenden Winkel $\Delta N = \frac{M_n S_0}{J_0}$.

ΔN darf bei nicht langen Strecken entsprechend Abb. 27 verteilt werden.

Berechnung der Niete N_{II} durch die Gurtplatten entsprechend. Ihre Beanspruchung ist meistens gering.

Stöfse. Sowohl für Gurtplatten, Winkeleisen wie Bleche beträgt als Regel die gröfste Länge ungestofsen etwa 12 m.

Abb. 28.



Stöfse der Gurtplatten. Meistens gestofsen nach Abb. 28. Sind n Niete zur Uebertragung der Kraft in einer Platte erforderlich, so ist die Länge der Decklasche bei zwei zu stofsenden Platten nach $3\,n$, bei 3 Platten nach $4\,n$ Stofsnieten zu bemessen.

Zur Berechnung der Nietzahl setzt man meistens, ohne die von der Platte übertragene Kraft zu berechnen,

$$n = \frac{F_p}{F_n} \cdot \frac{\sigma_z}{\sigma_s}, \quad \text{wo } F_n = \frac{\pi \cdot \delta^2}{4},$$

also nach den Preufsischen Brückenbauvorschriften

$$n = \frac{10}{9} \cdot \frac{F_p}{F_n} = \frac{1{,}415 \cdot F_p}{d^2} \quad \text{oder}$$

für $d =$ 20 23 bzw. 26 mm

$n =$ 0,344 F_p 0,267 F_p „ 0,209 F_p.

Es ist hierbei unter Berücksichtigung aller Verhältnisse zulässig, mit dem durch die Nietlöcher verkleinerten Querschnitt F_p zu rechnen.

Die Stofsanordnung der Platten in Abb. 31 ist dieselbe wie in Abb. 28. Die Anordnung nach Abb. 32 hat für die Montage den Vorteil, dafs kein Teil des Trägers über den theoretischen Stofsquerschnitt hinausragt und ist in bezug auf die Kraftübertragung klarer als die Anordnung nach Abb. 28 u. 31. Sie kommt nur für Montagestofs in Betracht. Nachteilig ist der grofse Baustoffaufwand für Laschen, sowie die entsprechend gröfsere Anzahl der auf der Baustelle zu schlagenden Niete.

Abb. 29.

Abb. 30.

Als Mittelweg zwischen Abb. 31 einerseits und Abb. 32 ohne Ausführung der Plattenstöfse 2' und 3' anderseits wird empfohlen, die Nietzahl links von (1) in den Abb. 28 u. 31 um 50 % zu erhöhen, also 1,5 n Niete dort anzubringen (vgl. Abb. 33).

Abb. 31.

Abb. 32.

Abb. 33.

Stofs der Winkeleisen. Bei kleinen Winkeln nach Abb. 29, wobei u. Umst. Vorprofile als Deckwinkel erforderlich; bei grofsen Winkeln besser nach Abb. 30, weil bei nicht ganz genauer Arbeit nach dem Annieten des Nietes I leicht eine Fuge zwischen den Schenkeln an der Stelle des Nietes II entsteht.

Bei Flacheisenlaschen (Abb. 30) ist zu beachten, dafs man, auch wenn man im Winkeleisen nur ein Niet abzieht, in jeder Decklasche ein Niet abziehen mufs, weshalb diese Stofsdeckung dann ungünstiger ist als die nach Abb. 29.

Bemessung der Nietzahl wie bei den Gurtplatten.

Da die durchschnittliche Spannung der Winkeleisen die zulässige Grenze nicht erreicht, ist diese Berechnung etwas ungünstig.

Abb. 31 u. 32 zeigen Universalstöfse, wo der Stehblechstofs ohne Einflufs auf die Stofsausbildung des Gurtes ist.

Abb. 33 zeigt eine Anordnung mit Stehblechdecklaschen in voller Höhe.

Berechnung:
L 130.130.14, $F_{netto} = 31{,}1$ qcm; Decklaschen L 120.120.16 (Vorprofil!) mit $F = 35{,}95 - 1{,}6 \cdot 2{,}6 = 31{,}8$ qcm. Zahl der Stofsniete: $n = 0{,}209 \cdot 31{,}1 = 6{,}5$, also 7. Für die Gurtplatte: $n = 0{,}209\,(30 - 5{,}2) \cdot 1{,}4 = 7{,}3$, also 8. In Abb. 32 wurden auch in der Winkellasche acht Niete angebracht. Um nicht zwei Decklaschen von 14 mm Stärke anbringen zu müssen, ist zwischen dem Deckwinkel und der Lasche ein Futter angebracht.

Stofs des Stehbleches. Verschiedene Stofsanordnungen zeigen die Abb. 34 bis 36. Auf jeder Seite der Stofsfuge nach Erfordernis zwei bis vier senkrechte Nietreihen.

Abb. 34.

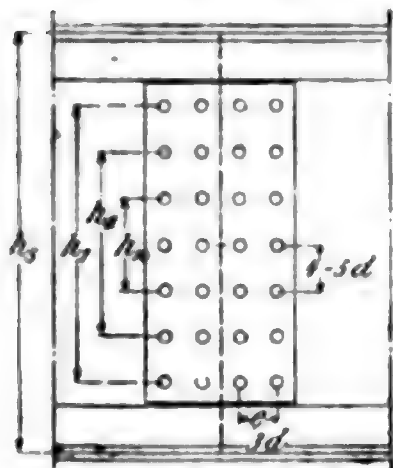


Abb. 35.

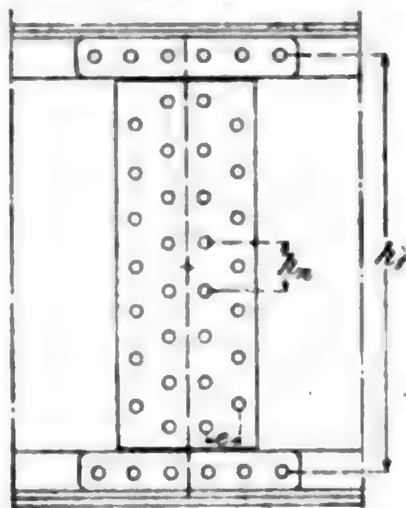
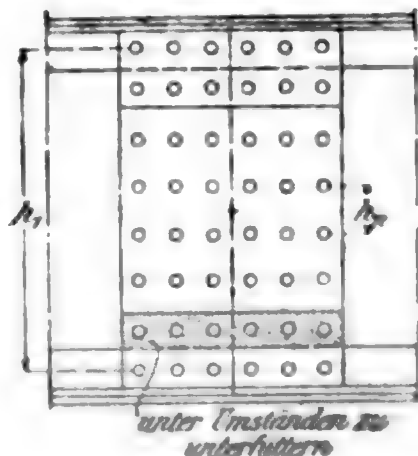


Abb. 36.



Die wagerechte Entfernung der Nietreihen wähle man 3 d bis 3,5 d oder, wenn die Niete nach Abb. 35 gegeneinander versetzt sind, auch enger. Die senkrechte Entfernung der Niete nicht zu klein, um das Stehblech nicht zu sehr zu schwächen, etwa 4 d bis 5 d. Die verschiedenen Nietanordnungen sind in Abb. 34 bis 40 angegeben.

Stärke der Decklaschen 10 mm, ausnahmsweise 8, bei sehr starken Stehblechen auch 12 mm.

Berechnung:
Der Anteil des Gesamtmomentes M, der vom Stehblech übertragen wird, ist M_s.

$$M_s = M \cdot \frac{J_s}{J} = M \cdot \frac{\delta \cdot h^3}{12 \cdot J} = \frac{\delta \cdot h_s^2}{6} \cdot \sigma'.$$

In dem letzten Ausdruck ist $\sigma' = \frac{M \cdot h_s}{2\,J} = \frac{M}{W} \cdot \frac{h_s}{h}$.

Hierbei ist üblich, J mit Nietabzug im Gurt, aber ohne Nietabzug im Stehblech zu berechnen.

Nietbeanspruchung infolge des Momentes M_s. Man berechnet die Beanspruchung in einer Reihe auf jeder Seite des Stofses und nimmt an, dafs sie bei n gleichen Reihen $\frac{1}{n}$ mal so grofs ist (als ungünstige Annahme zulässig).

Unter der Voraussetzung, dafs die Nietbeanspruchung proportional den Entfernungen von der neutralen Achse ist, hat man für das am ungünstigsten beanspruchte äufserste Niet (Abb. 37) $N_1 = \frac{M_s \cdot h_1}{\Sigma h^2}$. Bei Bildung der Gröfse Σh^2 kann man sich sämtliche Niete wagerecht in die erste Reihe hineingerückt denken.

Bei grofsen Querkräften setzt man die wagerechte Kraft N_1 zusammen mit dem auf dieses Niet entfallenden senkrecht wirkenden Anteil der Querkraft.

Setzt man
$$\frac{h_1^2}{\Sigma h^2} = f,$$
so erhält man
$$\frac{M_s \cdot h_1}{\Sigma h^2} = N_1 = \frac{M_s \cdot f}{h_1},$$
und die Beanspruchung dieses Nietes auf Lochleibungsdruck wird
$$\sigma_l = \frac{M_s \cdot f}{h_1 \cdot d \cdot \delta}.$$
Die Gröfsen f können für die verschiedenen Nietanordnungen der folgenden Tafel entnommen werden:[13])

Tafel 11.

Anzahl der Niete in der ersten Reihe n	Einreihige Vernietung $f = \frac{6(n-1)}{n(n+1)}$	Zweireihige Vernietung $f = \frac{6(n-1)}{n(2n-1)}$	Dreireihige Vernietung $f = \frac{2(n-1)}{n^2}$	Vierreihige Vernietung $f = \frac{3(n-1)}{n(2n-1)}$
4	0,900	0,643	0,375	0,322
5	0,800	0,533	0,320	0,267
6	0,714	0,455	0,278	0,227
7	0,643	0,396	0,249	0,198
8	0,583	0,350	0,219	0,175
9	0,533	0,314	0,198	0,157
10	0,491	0,284	0,180	0,142
11	0,455	0,260	0,165	0,130
12	0,423	0,239	0,153	0,120
13	0,396	0,222	0,142	0,111
14	0,371	0,206	0,133	0,103
15	0,350	0,193	0,124	0,097
16	0,331	0,181	0,117	0,091
17	0,314	0,171	0,111	0,086
18	0,298	0,162	0,105	0,081
19	0,284	0,153	0,100	0,077
20	0,271	0,146	0,095	0,073
21	0,260	0,139	0,0907	0,070
22	0,249	0,132	0,0868	0,066
23	0,239	0,128	0,0832	0,064
24	0,230	0,122	0,0799	0,061
	Abb. 37.	Abb. 38.	Abb. 39.	Abb. 40.

Es empfiehlt sich auch, die Zusatzbeanspruchung durch die Querkraft zu berücksichtigen.

Bei n Stofsnieten im Stehblech kommt genügend genau auf ein Niet $\frac{Q}{n}$, also ein nach unten gerichteter Lochleibungsdruck $\sigma_l' = \frac{Q}{n\, d \cdot \delta}$.

[13]) Vgl. Dircksen-Schaper, Hilfswerte für das Entwerfen und die Berechnung von Brücken mit eisernem Unterbau. 4. Aufl. Berlin 1913. Wilh. Ernst & Sohn.

Die Gesamtbeanspruchung auf Lochleibungsdruck beträgt $\sigma = \sqrt{(\sigma_l)^2 + (\sigma_l')^2}$.

Annäherungsformel zur Bestimmung der erforderlichen Nietzahl auf der einen Seite des Stoſses:[14])

$$n = \frac{\sigma' . \delta h_s^2}{N . h_1} - 2.$$

h_s Stehblechhöhe, σ' Randspannung des Stehbleches, N Tragkraft eines Nietes, i. d. R. $= d . \delta . \sigma_l$.

Schwächung des Stehbleches durch eine senkrechte Nietreihe. Die Verminderung des Trägheitsmomentes beträgt

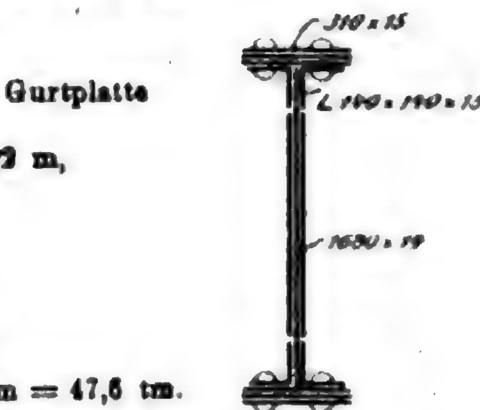
$$\varDelta J = \frac{d . \delta}{2} \Sigma h^2 \text{ (Abb. 34)},$$

der Verlust an Widerstandsmoment für den Gesamtquerschnitt $\varDelta W = \frac{2 \varDelta J}{h}$, wo h gesamte Trägerhöhe. Stehen die Niete der Reihe alle in gleicher Entfernung, so ist $\Sigma h^2 = \frac{h_1^2}{f}$, wo f der ersten Spalte der obigen Tafel zu entnehmen ist, und $\varDelta W = \frac{d . \delta . h_1^2}{f . h}$.

Zahlenbeispiel (Abb. 41 u. 42):

Hauptträger nebenstehenden Querschnittes einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke von 15 m Stützweite, Blechträgerstöſse 5 m von den Auflagerpunkten. An der Stoſsstelle ist $M_g = 52{,}5$ tm, $M_p = 221{,}6$ tm, $M = 274{,}1$ tm. $M_{max} = 303{,}3$ tm, erforderliches Widerstandsmoment in der Mitte $W = 35\,700$ cm³.

Abb. 41.



Im gewählten Querschnitt ist

$$W_2 = 29\,698; \qquad W_3 = 36\,155 \text{ cm}^3.$$

Annäherungsweise ist (S. 924) die Länge der dritten Gurtplatte

$$l_3 = 0{,}12 . 15 + 0{,}88 . 15 \sqrt{1 - \frac{29\,698}{35\,700}} = 7{,}22 \text{ m},$$

reicht also erheblich über die Stoſsstelle hinweg.

Die Spannung im Stehblech ist

$$\sigma' = \frac{27\,410\,000}{36\,155} \cdot \frac{168}{177} = 721 \text{ kg/qcm},$$

$$M_s = \frac{\delta . h_s^2 . \sigma'}{6} = \frac{1{,}4 . 168^2 . 721}{6} = 4\,760\,000 \text{ kgcm} = 47{,}6 \text{ tm}.$$

Zulässige Kraft auf ein Niet

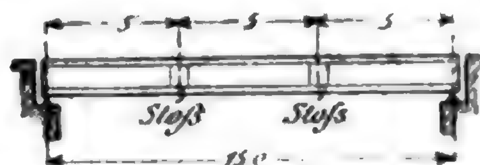
$$N_{zul.} = 2 . 0{,}9 . 850 . 2{,}6 . 1{,}4 = 5569 \text{ kg}.$$

Laschenhöhe 139 oder 140 cm und $h_1 = 131$ cm angenommen.

Nach der Annäherungsformel (s. oben) ist die erforderliche Anzahl der Niete auf jeder Seite der Stoſsfuge

$$n = \frac{\sigma' . \delta h_s^2}{N . h_1} - 2 = \frac{721 . 1{,}4 . 168^2}{5569 . 131} - 2 = 37.$$

Abb. 42.



Es wird gewählt

1. entweder drei gleiche Reihen je 13 Niete, Nietentfernung $\sim$ 109 mm, oder
2. drei Reihen nach Abb. 39.

Die Beanspruchung der äuſsersten Niete kann nun mit Hülfe der Tafel 11 berechnet werden.

---

[14]) Otzen, Anhang zu Zahlenbeispiele usw., Wiesbaden 1909, C. W. Kreidels Verlag

Im ersten Falle wird $\sigma_l = \frac{\frac{1}{3} \cdot 47{,}6 \,.\, 0{,}396}{131 \,.\, 2{,}6 \,.\, 1{,}4} = 1315$ kg/qcm,

im zweiten Falle $\sigma_l = \frac{47{,}6 \,.\, 0{,}142}{131 \,.\, 2{,}6 \,.\, 1{,}4} = 1415$ kg/qcm.

Zulässig ist 1,8 . 850 = 1530 kg/qcm.

Die Verkleinerung des Widerstandsmomentes des Trägerquerschnittes durch die senkrechte Nietreihe in der Lasche beträgt

$$\varDelta W = \frac{d \,.\, \delta \,.\, h_1^2}{f \cdot h},$$

wo f der ersten Reihe der Tafel 11 zu entnehmen ist, also

$$\varDelta W = \frac{2{,}6 \,.\, 1{,}4 \,.\, 131^2}{0{,}396 \,.\, 177} = 893 \text{ cm}^3$$

$= 2^1/_2\,\%$ des Gesamtwiderstandsmomentes, ein Betrag, der bei der großen überschüssigen Tragfähigkeit an dieser Stelle in diesem Falle nicht in Betracht kommt. Bei Trägern ohne Gurtplatten erreicht $\varDelta W$ leicht etwa 6 % vom W.

Durchbiegungen, Winkeländerungen und Längenänderungen des Untergurtes vollwandiger Träger infolge der Spannungen.

Bei Eisenbahnbrücken wird in der Regel eine von der beweglichen Belastung allein herrührende Durchbiegung $f = \frac{l}{1200}$ bis $\frac{l}{1000}$ gestattet. Je kleiner die Spannweite ist, desto gröfser wird im allgemeinen der Wert $f : l$ und desto mehr Rücksicht ist auf die Durchbiegung zu nehmen.

Bei Strafsenbrücken wird man oft, insbesondere bei Längsträgern des Fahrbahngerippes aus fertig gewalzten Trägern, gröfsere Durchbiegungen gestatten.

Abb. 43.

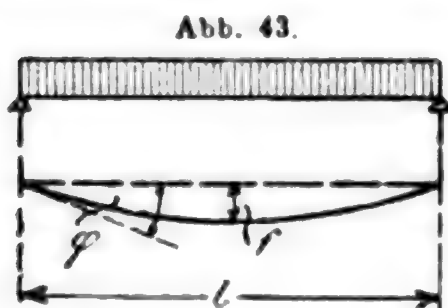
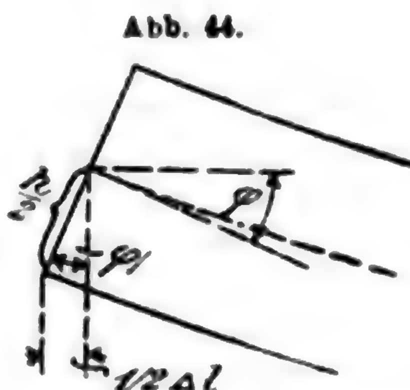


Abb. 44.



Formeln für Träger auf zwei Stützen. Auflagerdruck, gröfste Biegungsmomente und Durchbiegung I. Bd. S. 546 ff.

a) gleichmäfsig verteilte Belastung (Abb. 43 u. 44).

1. J unveränderlich ohne Rücksicht auf Durchbiegung infolge der Scherspannungen

$$f = \frac{5}{384}\frac{pl^4}{EJ} = \frac{5}{48}\frac{Ml^2}{EJ}; \quad \varphi = \frac{pl^3}{24\,EJ} = \frac{Ml}{3\,EJ}; \quad \varDelta l = h\varphi = \frac{Mlh}{3\,EJ}.$$

2. J abgestuft wie bei Blechträgern $f \sim \frac{5{,}5}{48}\frac{Ml^2}{EJ}$.

3. Die von den Scherspannungen herrührende hinzukommende Durchbiegung beträgt $f' = \frac{M}{F_s \,.\, G}$.

Dieser Ausdruck gilt auch für b) und c).

M ist Gröfstmoment, F_s die Stegfläche. Mit $G = 0{,}4\,E$ ergibt sich: $f' = f\frac{24\,J}{l^2\,F_s}$ und bei abgestuftem J (Blechträger, Gurtplatten) angenähert $f' = f\cdot\frac{22\,J}{l^2\,F_s}$. Rechnet man annäherungsweise mit dem Nettoquerschnitt, so ergibt sich $\frac{f'}{f} \sim \frac{12\,W}{l^2\,\delta}$, wo δ Stegstärke.

Hieraus ist ersichtlich, dafs bei niedrigen Trägern, wo noch dazu wegen Durchbiegung Spannungsverminderung erforderlich, der Anteil f' an der Gesamtdurchbiegung $(f' + f)$ zunimmt. Meistens $f' = 0{,}1$ bis $0{,}2\,f$.

b) Einzellast in der Mitte $\varphi = Pl^2 : 16\,EJ$.

c) Zwei symmetrische Einzellasten (Querträger), J unveränderlich (Abb. 45)

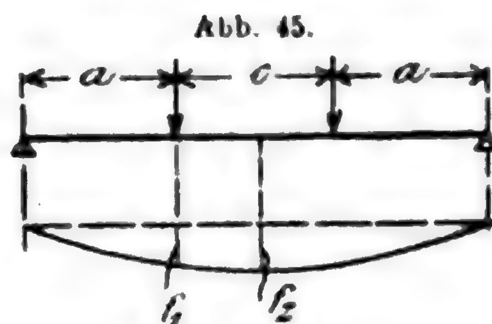
$$f_1 = \frac{Pa^2}{EJ}\left(\frac{a}{3} + \frac{c}{2}\right);$$

$$f_2 = \frac{Pa}{EJ}\left(\frac{a^2}{3} + \frac{ac}{2} + \frac{c^2}{8}\right);$$

$$\varphi = \frac{Pa}{2\,EJ}(a + c) \text{ (Abb. 44)};$$

$$\Delta l \text{ (Abb. 44)} = \frac{Pah}{2}(a + c).$$

Abb. 45.



Oft zu beachten bei Endquerträgern (Querbeweglichkeit des Lagers).

Bestimmung der erforderlichen Trägerhöhen. Aus dem Ausdruck für f (S. 942) ergibt sich:

$$f = \frac{5}{24}\cdot\frac{p}{q}\cdot\frac{\sigma}{E}\cdot\frac{l^2}{h}, \text{ wo } q = p + g,$$

bzw. für Blechträger mit mehreren nicht zum Trägerende gehenden Gurtplatten

$$f = \frac{5{,}5}{24}\cdot\frac{p}{q}\cdot\frac{\sigma}{E}\cdot\frac{l^2}{h}.$$ [15])

Bei einer gröfseren Anzahl Einzellasten setzt man genau genug

$$f = \frac{5}{24}\cdot\frac{Mp}{Mp + Mg}\cdot\frac{\sigma}{E}\cdot\frac{l^2}{h} \text{ bzw. } \frac{5{,}5}{24} \text{ usw.}$$

Diese Formeln berücksichtigen nicht die Durchbiegung infolge der Scherspannungen. Setzt man aber für σ den bequemeren Wert für Nietabzug statt ohne Nietabzug, so heben sich die Einflüsse dieser beiden Fehlerquellen ungefähr auf, so dafs die Formeln hinreichend richtige Ergebnisse liefern. Nur bei sehr niedrigen Trägern kann der Einflufs der Scherspannungen den der Nietlöcher beträchtlich überwiegen.

Man erhält $\frac{l}{f} = \frac{24}{5}\cdot\frac{Mp + Mg}{Mp}\cdot\frac{E}{\sigma}\cdot\frac{h}{l}$ bzw. $\frac{24}{5{,}5}$ usw.; dieser Wert soll $\geqq 1100$ sein.

---

[15]) Müller-Breslau, Vorlesungen

Ferner $$\frac{l}{h} = \frac{24}{5} \cdot \frac{Mp + Mg}{Mp} \cdot \frac{E}{\sigma} \cdot \frac{f}{l};$$

setzt man hier $\frac{f}{l} = \frac{1}{1100}$, so erhält man das gröfste zulässige Verhältnis $\frac{l}{h}$, und zwar

$$\frac{l}{h} = 9380 \cdot \frac{Mp + Mg}{Mp \,.\, \sigma} = c_1 \cdot \frac{Mp + Mg}{Mp} \text{ (für unveränderliches } J\text{)}$$

und $$\frac{l}{h} = 8530 \cdot \frac{Mp + Mg}{Mp} = c_2 \cdot \frac{Mp + Mg}{Mp} \text{ (für abgestuftes } J\text{)}.$$

Für	$\sigma = 750$	800	850	900	950	1000 kg/qcm
erhält man	$c_1 = 12{,}5$	11,73	11,03	10,43	9,88	9,38
	$c_2 = 11{,}37$	10,66	10,03	9,47	8,98	8,53

Mit Hülfe dieser Zahlen und des Ausdrucks $h = \frac{l}{c} \cdot \frac{Mp}{Mp + Mg}$ bestimmt man die erforderliche Höhe.

Ferner erhält man aus den vorhergehenden Formeln

$$\sigma = \frac{24}{5} \cdot \frac{Mp + Mg}{Mp} \cdot \frac{E}{\sigma} \cdot \frac{f}{l} \cdot \frac{h}{l} \text{ bzw. } \frac{24}{5{,}5} \text{ usw.}$$

Mit $\frac{f}{l} = \frac{1}{1100}$ erhält man

$$\sigma = 9380 \cdot \frac{Mp + Mg}{Mp} \cdot \frac{h}{l} = c_3 \cdot \frac{Mp + Mg}{Mp} \text{ (für unveränderliches } J\text{)}$$

$$\sigma = 8530 \cdot \frac{Mp + Mg}{Mp} \cdot \frac{h}{l} = c_4 \cdot \frac{Mp + Mg}{Mp} \text{ (für abgestuftes } J\text{)}.$$

Für	$\frac{h}{l} = \frac{1}{9}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{11}$	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{13}$	$\frac{1}{14}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{17}$	$\frac{1}{18}$
wird	$c_3 = 1043$	938	858	782	722	670	625	586	552	521
und	$c_4 = 947$	853	775	711	656	610	569	533	502	473

Beispiel: Eisenbahnbrücke mit durchgehendem Kiesbett und sehr beschränkter Konstruktionshöhe. $l = 16$ m, $h = 1$ m, $g = 2{,}6$ tm, $Mg = 83{,}2$ tm, $Mp = 135$ tm.

Zulässige Spannung $\sigma = 533 \cdot \frac{83{,}2 + 135}{135} = 862$ kg/qcm.

Bei Querschwellenoberbau mit $g = 1{,}1$ tm und $Mg = 35{,}2$ tm erhält man $\sigma = 533 \cdot \frac{35{,}2 + 135}{135} = 673$ kg/qcm.

c. Kragträger (Gerberträger) mit vollwandigen Hauptträgern.

α) **Nachteile** dem einfachen Balkenträger gegenüber:

1. Gelenkpunkte in den Hauptträgern und Ausbildung der entsprechenden Punkte für den Windverband schwer ausführbar.

2. In den Fällen, wo negative Auflagerkräfte auftreten, sind Verankerungen bzw. eine Ballastbelastung erforderlich.

Vorteile:

1. Gewichtsersparnis, und zwar um so gröfser, je gröfser die ständige Last im Verhältnis zu der beweglichen ist.

2. Auf den Mittelpfeilern wird je ein Lager erspart, und die Pfeiler werden günstiger (zentrisch) belastet. Bei Auflagerung auf eisernen Stützen oder Pendelpfeilern ist die bauliche Vereinfachung durch das Kragträgersystem besonders grofs.

3. Unter Umständen, besonders bei grofsen Spannweiten, vereinfachte Aufstellung.

4. Gegenüber den durchlaufenden Balken haben sie den Vorteil der statischen Bestimmtheit und Unempfindlichkeit gegenüber Stützensenkungen, dagegen den konstruktiven Nachteil der Gelenke, sowie der Unstetigkeit der elastischen Linie.

β) **Systeme** (Abb. 46 bis 48). Verhältnisse $\frac{l_1}{l_2}$, $\frac{a}{l_2}$ bzw. $\frac{a}{l_1}$ oft durch praktische Erwägungen bestimmt (Montage, dynamische Wirkungen, Felderteilung).

Bei Eisenbahnbrücken kleinerer Stützweiten $\frac{a}{l_2}$ oft sehr klein (Abb. 49 u. 50) bzw. so gut wie 0 (einziger Vorteil dann der eines einzelnen Lagers über der Stütze), bei grofser Stützweite (Fachwerkträgern) a oft aus Gründen der Aufstellung sehr grofs. Es ist meistens wünschenswert, a, l_1 und l_2 so zu wählen, dafs

Abb. 46.

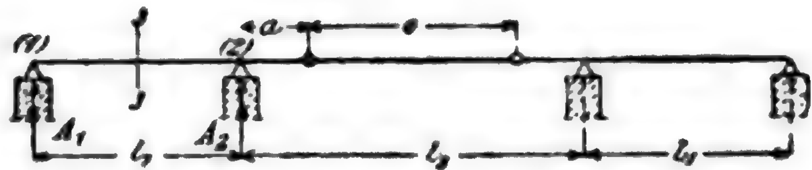


Abb. 47.

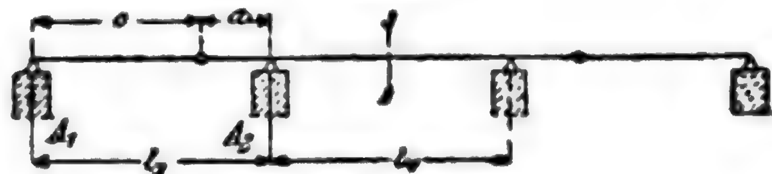
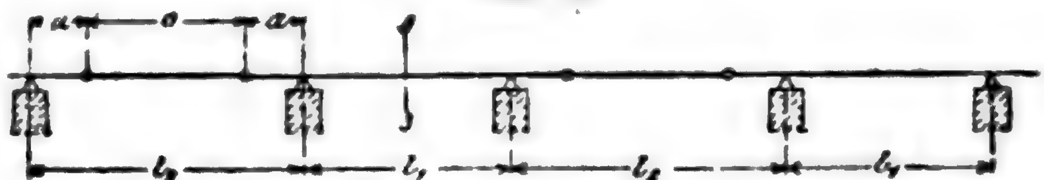


Abb. 48.



1. das Stützmoment M_2 und das gröfste Moment M_3 zwischen den Stützen der gelenklosen Oeffnung dem absoluten Werte nach gleichgrofs sind;
2. keine negativen Auflagerdrücke auftreten.

Beide Forderungen sind oft nicht gleichzeitig erfüllbar. Die zweite ist die wichtigere.

γ) **Gelenke.** Bei langen Brücken müssen einige Gelenke so ausgebildet werden, dafs sie sowohl Drehung wie Längsverschiebung gestatten. Bei geringeren Brückenlängen braucht nur eine Drehbewegung durch das Gelenk ermöglicht zu werden (festes Gelenklager). Auf den Stützen bzw. Widerlagern kommt dann nur ein einziges festes Lager vor, das in dem besonders häufigen Falle der Pendelstützen als Unterstützungen der mittleren Lager am Brückenende liegt.

Die Ausbildung der Gelenke, die Anordnung des Fahrbahngerippes, des Windverbandes und der Fahrbahntafel beeinflussen sich gegenseitig.

Bei einem längsbeweglichen Gelenklager müssen Fahrbahnträger, Fahrbahntafel und Windverband (Abb. 178 S. 982) unterbrochen werden. Bei den festen nicht längsverschieblichen Gelenklagern kann Windverband und mitunter auch die Fahrbahntafel nur ununterbrochen durchgehen, wenn der betreffende wagerechte Verband in Gelenkhöhe angebracht ist. Die Längsträger des Gelenkfeldes müssen, wenn sie in Gelenkhöhe liegen, in der Regel gelenkig, sonst gelenkig und längsbeweglich angeschlossen werden. Häufig werden sie auch vollkommen unterbrochen (Abb. 49 u. 50).

Liegt ein festes Zwischenträgerauflager nicht in der Ebene des Windverbandes bzw. der Fahrbahntafel, so kann man dennoch den einen dieser Verbände, z. B. die Fahrbahn, ununterbrochen, bzw. nur von festen Längsträgergelenken unterbrochen, durchgehen lassen, wenn das Lager längsverschieblich ausgeführt wird. Der Schnittpunkt der Senkrechten durch das Lager mit der Ebene des durchgehenden Verbandes bildet dann den theoretischen Gelenkpunkt.

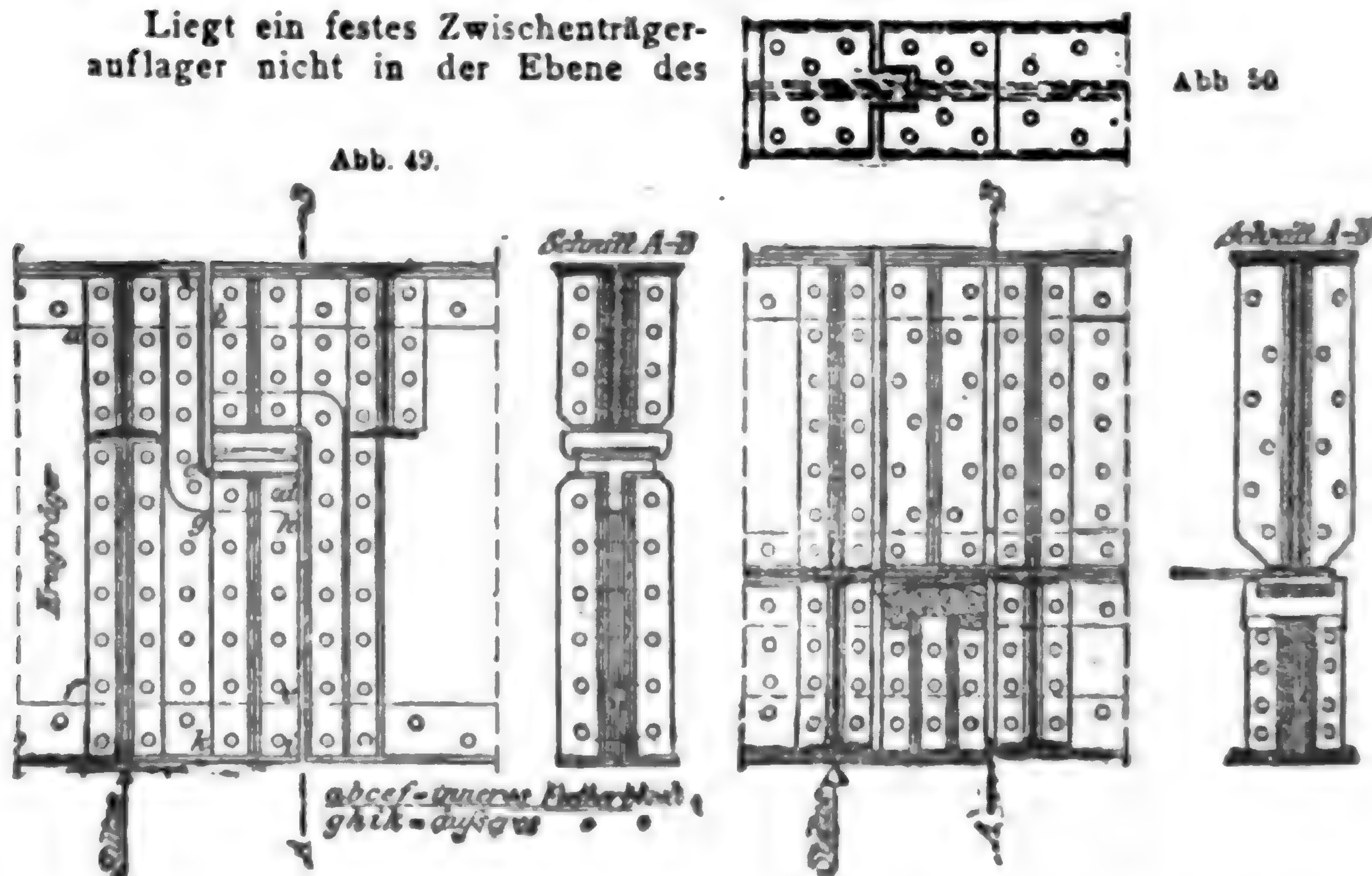


Abb. 50

Abb. 49.

Es gibt sehr viele besondere Lagerausführungen. Abb. 49 u. 50 sind zweckmäfsig, besonders auch wegen der Zugänglichkeit der einzelnen Bauteile. Abb. 49 zeigt ein bewegliches Lager, das entweder durch kleine Nasen auf beiden Seiten der gewölbten Platte oder durch ein die Querträger verbindendes Flachblech als Fahrbahntafel zu einem festen wird. Im letzten Falle rückt der theoretische Gelenkpunkt nach der Mitte dieses Flachbleches. Abb. 50 zeigt ein entsprechendes festes Gelenklager für Fahrbahn unten.

Abb. 51 zeigt die kennzeichnenden Teile eines Bolzenlagers (weitere Einzelheiten siehe Schaper S. 582).[16])

[16]) Schaper, Eiserne Brücken. 3. Aufl. Berlin 1914. Wilh. Ernst & Sohn.

Abb. 52 zeigt ein festes Gelenklager mit wagerechtem Federblatt und Abb. 53 ein Lager mit einem senkrechten Federblatt p als

Abb. 51.

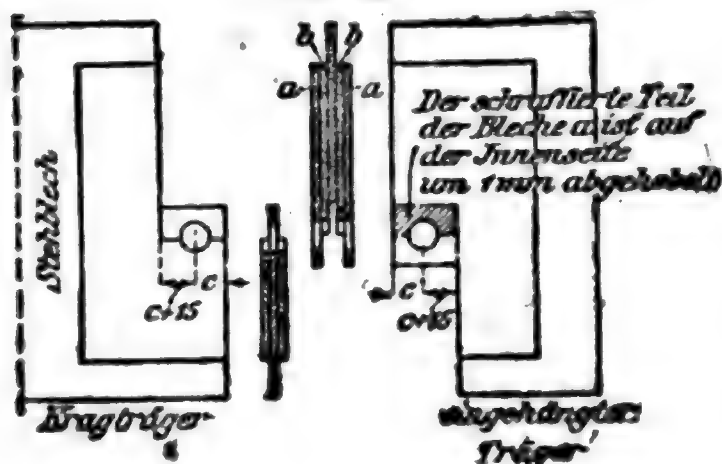
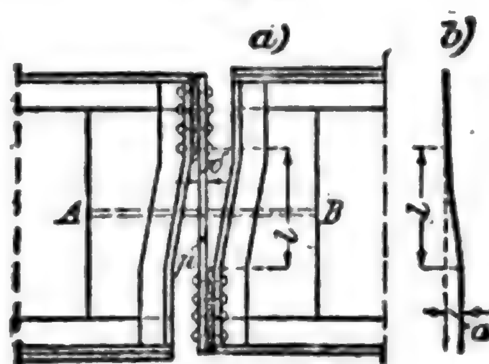
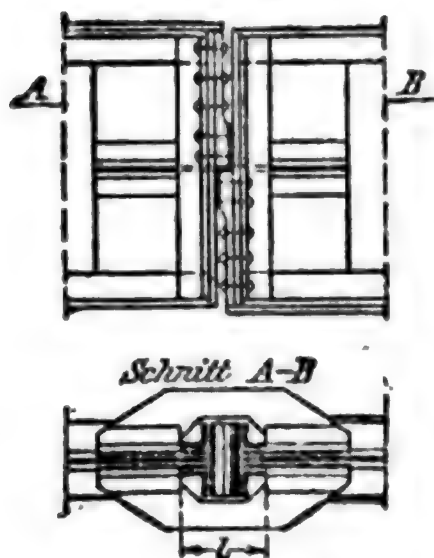


Abb. 53.



tragendem Teil. Dieses Lager gestattet nur sehr geringe Längsverschiebungen, weshalb es meistens nur als festes Gelenklager benutzt werden kann. In ein solches wird es z. B. durch das punktiert angedeutete wagerechte Federblatt A—B umgewandelt.

Abb. 52.



Infolge einer Winkeländerung φ bzw. einer Längsverschiebung a betragen die hinzukommenden Biegungsspannungen in der Platte p:

$$\sigma = \frac{E \cdot \delta \cdot \varphi}{2l} \quad \text{bzw.} \quad \sigma = \frac{E \cdot \delta \cdot a}{2l^2}.$$

δ) **Trägerausbildung und Vernietung.** In der Nähe der Stütze entstehen grofse Querkräfte. Dem geringeren Gröfstmoment entsprechend wählt man eine geringere Trägerhöhe als bei dem einfachen Balken. Es ergibt sich oft eine erhebliche Vergröfserung des Verhältnisses $\frac{Q}{h}$ und der Beanspruchung der Gurtniete I (Abb. 27 S. 937), verglichen

Abb. 54.

Abb. 55.

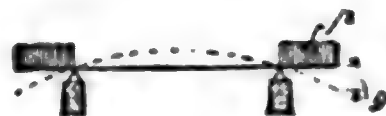


Abb. 56.

Abb. 57

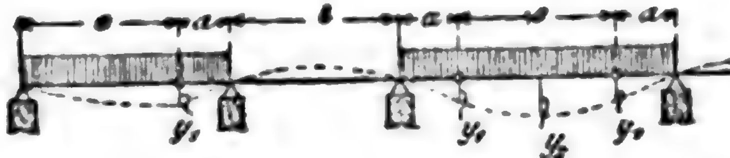


Abb 58.

Abb. 59

mit dem einfachen Balken, und zwar um so mehr, als meistens viele Gurtplatten vorhanden und diese dazu noch kurz sind (S. 937).

60*

Die Niete müssen deshalb unter Umständen recht dicht stehen. Dies gilt auch für den durchlaufenden Träger.

ε) **Durchbiegungen der Zwischenträgeröffnung.** Unterschied zwischen Durchbiegung infolge Einzellasten und infolge einer gleichmäfsig verteilten Last gröfser als bei dem einfachen Balken. Dazu ist der Einflufs der Veränderlichkeit des Querschnittes schwerer zu schätzen, daher Gebrauchsformeln nicht ebenso zuverlässig wie für den einfachen Balken (S. 942).

Die Formeln zu Abb. 54 bis 59 sind für unveränderliches J entwickelt:

Abb. 54 S. 947. $y = \frac{Pa^2}{EJ}\left(\frac{l}{2} + \frac{a}{3}\right)$. Abb. 55 S. 947. $y = \frac{Pa^2(l+a)}{3EJ}$.

Abb. 56 S. 947. $y = \frac{pa^3}{8EJ}(a + 2l)$. Abb. 57 S. 947. $y = \frac{pa^3}{8EJ}\left(a + \frac{4}{3}l\right)$.

Abb. 58 (S. 947). $y_1 = \frac{pa^2}{EJ}\left(\frac{a^2}{8} + \frac{al}{4} + \frac{ac}{6} + \frac{cl}{4}\right)$.

$$y_2 = y_1 + \frac{5}{384}\cdot\frac{pc^4}{EJ}.$$

Abb. 59 (S. 947). $y_1 = \frac{pa^2}{EJ}\left(\frac{a^2}{8} + \frac{al}{6} + \frac{ac}{6} + \frac{cl}{6}\right)$.

Genauere Durchbiegungsberechnungen, unter Berücksichtigung des veränderlichen Trägheitsmomentes, zweckmäfsig zeichnerisch.

Wählt man niedrige Träger, so werden die Durchbiegungen oft grofs, besonders wenn die bewegliche Belastung grofs ist im Verhältnis zur ständigen Last (Eisenbahnbrücken mit Querschwellenoberbau). Dann ist die Trägerhöhe erst nach einer Durchbiegungsberechnung endgültig zu wählen.

d. Vollwandige Bogenträger.[17] [18] [19] [20]

1. **Eingespannte Bogen,** selten. Sie sind sehr empfindlich gegen Widerlagerverschiebungen und erleiden, zumal bei geringer Pfeilhöhe, sehr grofse Temperaturspannungen, weshalb sie nur bei grofser Pfeilhöhe in Frage kommen.

2. **Dreigelenkbogen** sind bei kleinen Spannweiten empfindlich gegen dynamische Wirkungen, weshalb für Eisenbahnbrücken etwas weniger geeignet. Das Scheitelgelenk sowie die Durchführung der Fahrbahn und des Windverbandes an der Gelenkstelle verursacht konstruktive Schwierigkeiten. Statische Bestimmtheit, Wegfall der Temperaturspannungen sowie Unempfindlichkeit gegen Widerlagerverschiebungen sind Vorteile. Bei unzuverlässigem Baugrund oft am Platze.

Pfeilverhältnis $f:l$ bis auf 1 : 17,1 ausgeführt (bei Spannweite über 100 m).

3. **Zweigelenkbogen** am meisten verwendet. Bei kleineren Spannweiten Bogenform, Kreis oder Parabel. Pfeilverhältnisse $f:l$ am häufigsten zwischen 1 : 10 und 1 : 7. Bis auf 1 : 15,5 ausgeführt.

Stehblechhöhe bei Eisenbahnbrücken meistens $h_s = \frac{l}{40}$, wobei nach Brabandt Gesamthöhe $h \sim 0{,}03\ l$, bei Strafsenbrücken vielfach

---

[17] Müller-Breslau, Graph. Stat. Bd. II. [18] Müller-Breslau, Theorie und Berechnung der eisernen Bogenbrücken, Berlin 1880. [19] Brabandt, Der vollwandige Zweigelenkbogen, Berlin 1910, Wilh. Ernst & Sohn. [20] Weyrauch, Elastische Bogenträger, Stuttgart 1911.

$h_s = \frac{l}{60}$; häufig sind gröfsere Höhen trotz vergröfserter Temperaturspannungen vorteilhaft, bei knapper Höhe auch geringere ausgeführt.

Bei geringer Pfeilhöhe ist eine reichliche Trägerhöhe ungünstig wegen der Temperaturspannungen.

Bei Fahrbahn oben werden die Lasten der Fahrbahn auf die Hauptträger durch Pfosten übertragen, die auf den Bogengurt aufgesetzt und mit diesem vernietet sind (Abb. 206 u. 207 S. 991). (Siehe auch Abb. 159 u. 160 S. 978.)

Vernietung und Ausbildung der Stöfse wie bei den einfachen Blechträgern, nur wird es selten erforderlich wegen der auftretenden Querkräfte die Nietteilung enger als 6 d zu machen.

Vorteil dieser Trägerart ist, dafs man auch bei mäfsiger Konstruktionshöhe die Fahrbahn oben wählen kann. Formeln für die statische Berechnung S. 145 ff.

In neuerer Zeit sind häufig auch Träger anderer Form mit zwei festen Kämpfergelenken ausgeführt, die in weiterem Sinne den Bogenträgern zuzurechnen sind, vgl. den Fachwerkträger Abb. 135, jedoch mit festen Auflagern.

e. Fachwerkträger.

α) Systeme.

1. Allgemeine Grundsätze.

a) Diejenigen Tragwerke, die theoretisch das kleinste Eisengewicht besitzen, sind oft wegen schwieriger Ausführung wirtschaftlich weniger günstig. Bogenbrücken sind meistens teurer als Balkenbrücken; Brücken mit vieleckigen Gurtungen oft teurer als schwerere Parallelträger.

b) Besonders gilt dieser Gesichtspunkt bei einem System mit Gelenken (Gerberträger, Dreigelenkbogen u. a.), zumal bei kleinen Spannweiten. Man berücksichtige hier die konstruktiven Schwierigkeiten und die Mehrkosten durch das Gelenk und durch die erforderlich werdende Unterbrechung von Fahrbahn bzw. Windverband.

c) Man wähle einfache, weitmaschige Systeme. Die Weitmaschigkeit findet ihre Grenze in dem zur Erzielung der Knickfestigkeit erforderlichen Mehraufwand an Baustoff und in dem mit der Feldweite stark zunehmenden Gewicht der Fahrbahnlängsträger, vgl. Tafel 26 S. 1021.

d) Die Stäbe sollen sich nicht unter sehr spitzen Winkeln schneiden (Vermeidung grofser Knotenbleche).

e) Bei der Wahl der Feldweite sind sowohl Hauptträger wie Fahrbahngerippe zu berücksichtigen. Bei gröfseren Spannweiten sind meistens die für die Hauptträger vorteilhaftesten Feldweiten für die Fahrbahn unvorteilhaft grofs. Wegen vorteilhaftester Feldteilung mit Rücksicht auf geringstes Fahrbahngewicht vgl. Tafel 26 u. 27 S. 1021. Man kann die Querträger in jedem zweiten Felde anbringen (Abb. 76 S. 952) oder die Felder durch Einfügung von Zwischensystemen in kleinere aufteilen (Abb. 62 bis 70 S. 950 u. 951).

f) Bei der Wahl des Systems und der Hauptträgerhöhe berücksichtige man die Windverbände und Seitensteifigkeit.

Um z. B. einen oberen Windverband durchführen zu können, benötigt man oft durchgehend eine sonst nicht erwünschte Höhe.

g) Starken wagerechten Schub ausübende und Verankerung erfordernde Träger machen Widerlager und Gründung oft teuer. (Hängebrücken besonders unvorteilhaft.)

h) Behinderung des Querverkehrs auf der Brücke ist bei Systemen mit störenden Diagonalen grofs, daher in solchen Fällen Systeme mit aufgehängter Fahrbahn, Hängebrücke, Langerbalken, Zweigelenkbogen mit oder ohne Zugband.

i) Schönheitliche Rücksichten sind zu beachten.

2. Einfache Fachwerkbalken.

a) Anordnung des Netzes.

Abb. 60 bis 71. Anordnungen des Netzes für Fahrbahn unten. Sie können entsprechend auch bei zwei parallelen Gurtungen ausgebildet werden.

Die Grundform Abb. 61 ist meistens derjenigen der Abb. 60 vorzuziehen; bei oben offenen Brücken mit schwacher Belastung kann jedoch Abb. 60 vorteilhafter werden, da die Vertikalen der Seitensteifigkeit wegen stark genug ausgebildet werden müssen, um den reinen Druck aufzunehmen, und der Mehraufwand zur Erzielung der Knickfestigkeit der gedrückten Diagonalen erspart bzw. verringert wird.

Abb. 60.

Abb. 61.

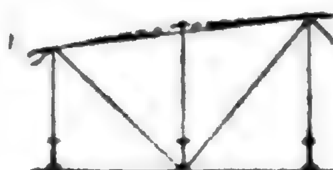


Abb. 62.

Abb. 63.

Abb. 64.

Abb. 65.

Abb. 66.

Abb. 67.

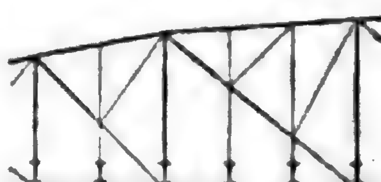


Abb. 62 bis 69 zeigen, wie durch eingeschaltete Zwischensysteme die Querträgerentfernungen auch bei grofsen Spannweiten innerhalb der vorteilhaften Grenzen gehalten werden können.

Bei aufserhalb des Hauptträgers liegenden Fufswegen wird man des freien Querverkehrs wegen den Systemen Abb. 62, 63, 67 und 69 vor denjenigen Abb. 64, 65, 66 und 68 den Vorzug geben.

Die Systeme Abb. 66 bis 69 passen für sehr grofse Spannweiten, siehe Müller-Breslau [15]) S. 535.

Die punktiert gezeichnete Linienführung des Obergurtes in Abb. 61 und 65 bietet den Vorteil, dafs die langen Vertikalen einen kleinen

Zug erhalten, der ihre durch Obergurt und oberen Windverband hervorgerufene Druckbelastung aufhebt, so dafs sie nicht auf Knick berechnet zu werden brauchen. Dieser Vorteil ist vielfach gröfser als der Nachteil des Knickpunktes im Obergurt. Aufserdem gewinnt das Aussehen. Bei sehr grofsen Spannweiten steift man die langen Vertikalen auch aus (Abb. 70).

Abb. 68.

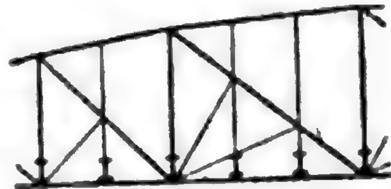


Abb. 69.

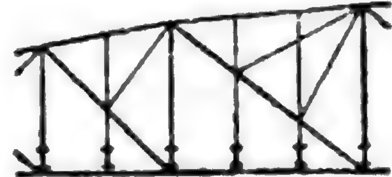


Abb. 70

Abb. 71.

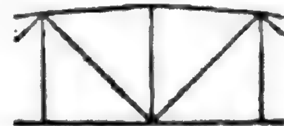


Abb. 72.

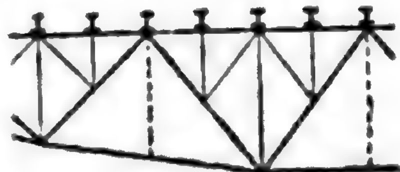
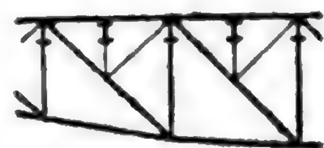


Abb. 73.



Es ist meistens wirtschaftlich vorteilhaft, die Diagonalen der beiden Mittelfelder nach der Mitte fallen zu lassen (Abb. 71). Diese Diagonalführung bietet auch den Vorteil, dafs der sowieso durch Nietabzug geschwächte Untergurt etwas weniger beansprucht wird.

Die Neigung der Diagonalen ist, soweit die Hauptträger allein in Betracht kommen, bei Parallelträgern mit abwechselnd steigenden und fallenden Diagonalen am vorteilhaftesten etwa 45°, bei Parallelträgern nach Abb. 82b etwas flacher. Bei Trägern mit gekrümmten Gurtungen wähle man etwa 45° im Mittelfeld. Rücksicht auf vorteilhafte Fahrbahnkonstruktion wird häufig die Wahl der Diagonalneigung beeinflussen.

Für Fahrbahn oben kann man diese Systeme umdrehen. Dabei wählt man zweckmäfsig nicht die Systeme Abb. 62, 63, 67 und 69, um lange gedrückte Vertikalen zu vermeiden. Bei den übrigen Systemen führt man die Vertikalen nur dann zum Untergurt herunter, wenn die Unterstützung des Querträgers oder eine etwaig notwendige Querverkreuzung dies erfordern (vgl. Abb. 72 u. 73).

Aufser den besprochenen Anordnungen wird auch das *K*-System verwendet, jedoch nicht besonders empfohlen (Abb. 74 S. 952). In der Form Abb. 75 S. 952 ist es statisch unbestimmt, jedoch nur für die beiden mittleren Felder.

Für breite Brücken mit geringen Spannweiten bzw. mit geringen Hauptträgerhöhen Anordnung nach Abb. 76 S. 952.

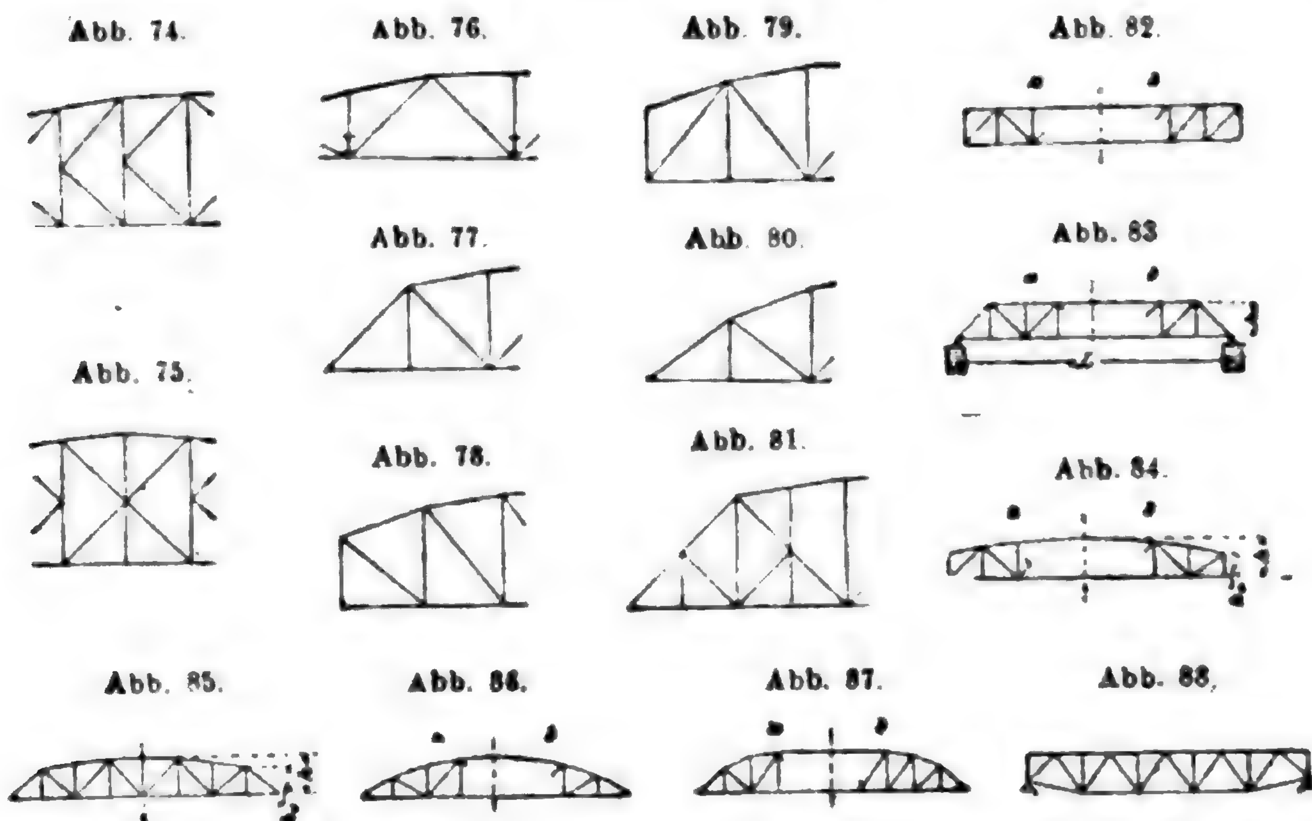
Mehrfache Fachwerke werden nur noch selten ausgeführt; Brückenträger mit Gegendiagonalen wohl überhaupt nicht.

Abb. 77 bis 81 S. 952. Systemnetz am Auflagerpunkt und in den ersten Feldern.

Abb. 82 bis 87 S. 952 zeigen die am häufigsten vorkommenden äufseren Umgrenzungsformen der Hauptträger der Balkenbrücken mit Fahrbahn unten.

Abb. 83 oft bevorzugt wegen einfacher Herstellung und bei verhältnismäfsig kleinen Spannweiten, um den oberen Windverband durchführen zu können. Von etwa $l = 60$ m an ist Abb. 85 vorteilhafter

Abb. 86 wird, auch wenn andere Kurven angewendet, oft Parabelträger, Abb. 84 u. 85 Halbparabelträger genannt. Besonders in Abb. 84



u. 85 genügt jede schönheitlich befriedigende Kurve. Abb. 83 (Schwedlerträger) bietet konstruktiv den reinen Parallelträgern gegenüber Vorteile wegen der steileren Neigung des Obergurtstabes im Auflagerfelde; vorteilhaft bei grofsen Spannweiten und nicht unschön im Aussehen.

Systeme für kleine offene Brücken (Abb. 82 bis 86).

b) Trägerhöhen der Balkenbrücken.

Parallelträger. Ist die Konstruktionshöhe unbeschränkt, so sei $\frac{l}{h} \leqq 8$ bei Fahrbahn unten. Bei durchgehendem oberen Windverband und hinreichend breiten Brücken (senkrechte Hauptträgermehrbelastung infolge Winddrucks!) $l/h \geqq 6$. Bei oben offenen Brücken mitunter $l/h > 8$ vorteilhaft. Bei Fahrbahn oben $h \overline{\overline{<}} l/8$ wegen der Knickbeanspruchung der Vertikalen und Standfestigkeit.

Träger mit einem gekrümmten Gurt.

Bei Fahrbahn unten wähle man l/h etwa eine Zahl kleiner als bei Parallelträgern.

Die Höhe h_0 am Brückenende (Abb. 84 u. 85) wird vorteilhaft nur gerade so grofs gewählt, dafs die lichte Höhe für den Verkehr ausreicht.

3. Weitere Hauptträgersysteme.

a) Auslagerträger oder **Gerberträger** (Abb. 89 bis 92).

Vorteile: Bei zweckmäfsiger Wahl der Verhältnisse a, l_1 und l_2 ist der Baustoffverbrauch besonders bei grofser ständiger Belastung

(schwere Strafsenbrücken) und grofsen Stützweiten geringer als bei einfachen Balkenbrücken. Unter Umständen vorteilhafte Montage.

Abb. 89.

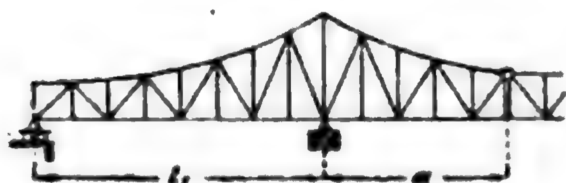


Abb. 90.

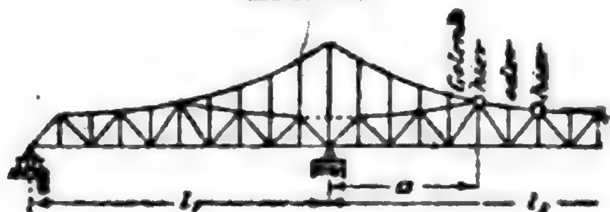


Abb. 91.

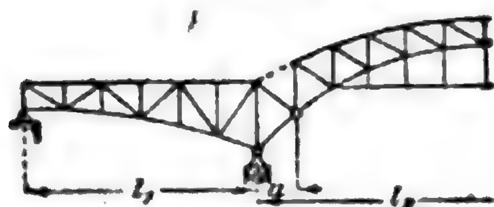
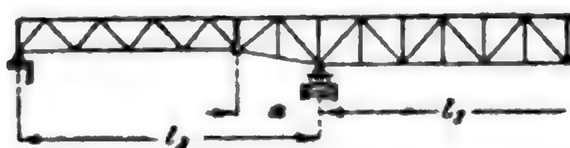


Abb. 92.



Nachteile: Verankerungen, besonders bei beweglichem Auflager (linkes Auflager, Abb. 89 u. 90), Empfindlichkeit gegen dynamische Wirkungen. Schwierigkeit der Gelenkkonstruktion bei dem beweglichen Auflager des Zwischenträgers und des Windverbandes (S. 946).

b) **Zweigelenkbogen** (Abb. 93 bis 95).

c) Aus dem Zweigelenkbogen abgeleitete Trägersysteme, die häufig eine Verbindung des Zweigelenkbogen- und des Gerbersystems darstellen

Abb. 93.

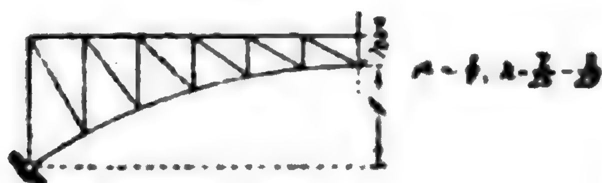


Abb. 94.

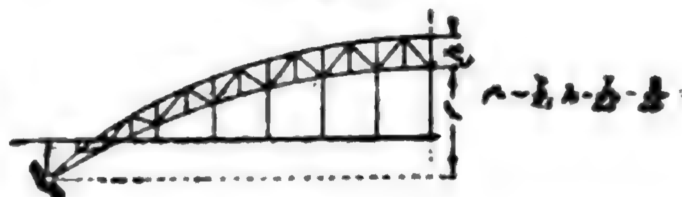


Abb. 95.

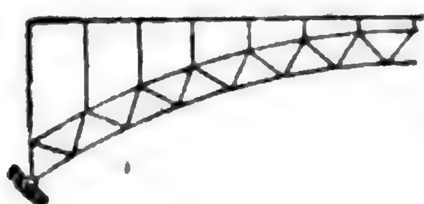
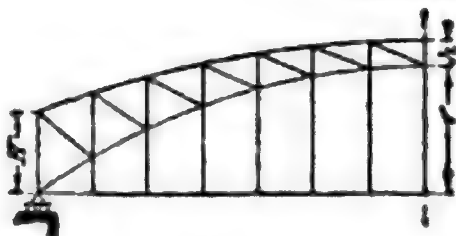


Abb. 96.



$f = \frac{l}{8}$ bis $\frac{l}{6}$

$h = \frac{l}{45}$ bis $\frac{l}{25}$.

Empfohlen wird

$H = \frac{l}{12}, h = \frac{l}{33}, f = \frac{l}{6,8}$.[19]

Abb. 95a.

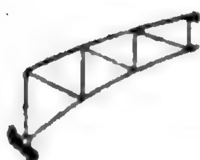


Abb. 96a.

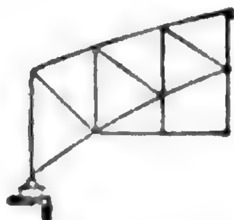


Abb. 97a.

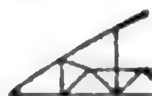
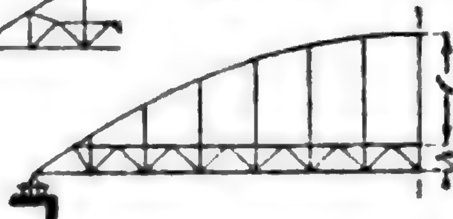


Abb. 97.



$f = \frac{l}{10}$ bis $\frac{l}{8}$; $h = \frac{l}{40}$ bis $\frac{l}{25}$.[16]

Abb. 97b.

(Abb. 135 S. 970), jedoch mit zwei festen Lagern. Wegen des entlastenden Horizontalschubes und um die Temperaturspannungen zu verringern, wird

in der mit zwei festen Lagern versehenen Abb. 135 die Höhe des mittleren parallelen Teiles zweckmäfsig geringer gehalten als bei Parallelträgern gleicher Stützweite.

Ein bewegliches Lager wie in Abb. 135 wäre hier wegen der grofsen Lagerbewegungen unzweckmäfsig. Vgl. auch elektrische Hochbahn, Berlin.

d) **Zweigelenkbogen mit Zugstange** (Abb. 96 S. 953).

e) **Langerscher Balken** (Abb. 97 S. 953).

Hierbei erhält man auch bei grofsen Stützweiten leichter so kleine Feldweiten, dafs sich annähernd das geringste Fahrbahngewicht ergibt. Abb. 97 u. 97a sind der Anordnung 97b vorzuziehen, da hier der mittlere Gurt grofse Spannkräfte am Ende des Trägers, dagegen geringe in der Mitte erhält und der untere Gurt umgekehrt.

f) Bei **statisch unbestimmten Systemen** empfiehlt es sich oft, die statische Unbestimmtheit (durch Festnieten einer oder mehrerer bis dahin lose verschraubter Stäbe) erst eintreten zu lassen nach dem Aufbringen des Ganzen oder eines Teiles des Eigengewichtes bzw. einer Ballastbelastung. Das System ist dann z. B. nur statisch unbestimmt für die Verkehrslast und für Temperatureinflüsse. Einer der hierdurch erreichbaren Vorteile besteht in der Möglichkeit, die Stabquerschnitte den wirklich auftretenden Stabkräften besser anzupassen. Beispiel: Abb. 93 wird montiert als Dreigelenkbogen mit Scheitelgelenk (theoretisch) in der Mitte des Untergurtes und der mittlere Obergurtstab erst nach Aufbringen des Eigengewichtes geschlossen.

β) Querschnitte der Hauptträgerstäbe.

1. Allgemeines.

Bei den gezogenen Stäben begnügt man sich mit geringerer Steifigkeit, man braucht die einzelnen Teile der Stäbe nicht so starr miteinander zu verbinden wie bei den Druckstäben, deren Querschnitte aus getrennten Teilen bestehen.

Einwandige Querschnitte werden in der Regel nur bis zu Gurtquerschnitten von etwa 300 bis 400 qcm angewendet, mit der Einschränkung, dafs nicht allzu lange gedrückte Diagonalen vorkommen; sie sind eher am Platze bei schwerer Belastung und geringer Spannweite als umgekehrt. Vorzüge: Geschlossenheit, geringere Oberfläche für den Anstrich und leichte Zugänglichkeit. Man braucht meist nur ein Knotenblech in jedem Knotenpunkt, und die Anschlufsniete der Füllungsstäbe werden als zweischnittig [bis auf Querschnitt (3)] vorteilhafter ausgenutzt.

Die zweiwandigen Querschnitte sind vorzuziehen, wenn $F > 300$ bis 400 qcm, ferner auch bei kleineren Querschnitten wegen der Seitensteifigkeit bei oben offenen Brücken sowie wenn sehr lange gedrückte Diagonalen vorkommen (vgl. jedoch S. 960 bis 962). Gebräuchliche Blechstärken 10 bis 20 mm.

Man berücksichtige bei der Querschnittwahl:

1. dafs alle Teile für den Anstrich bequem zugänglich sind (schmale Schlitze vermeiden, unter 12 mm überhaupt nicht),

2. daſs keine Wassersäcke entstehen,

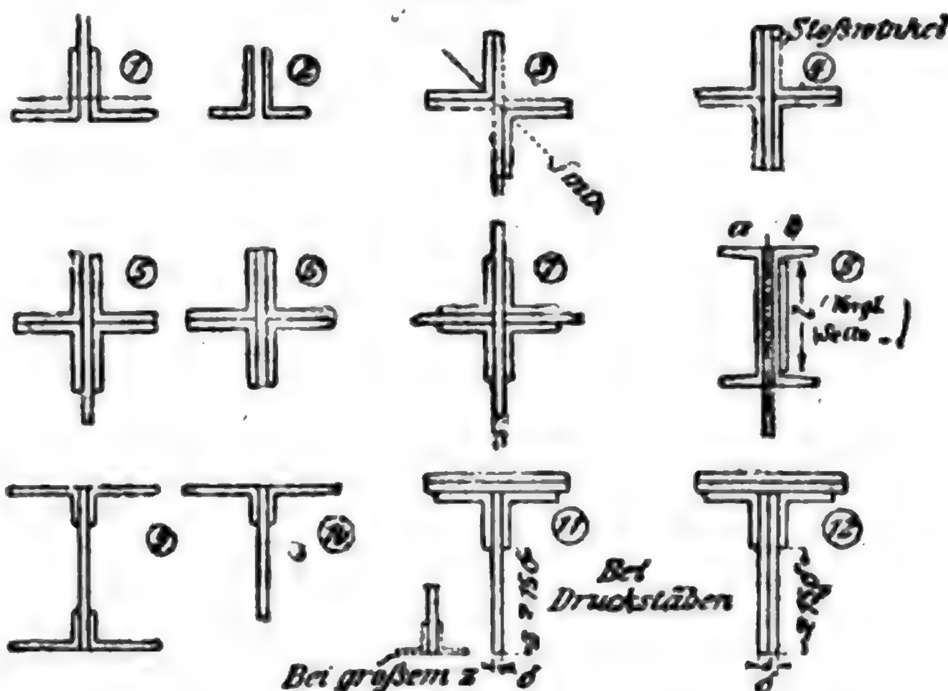
3. daſs die Knotenbleche bequem und vollkommen genug angeschlossen werden können,

4. daſs behufs Kostenersparnis eine gröſsere Anzahl durchgehender Nietreihen möglichst vermieden wird,

5. das einseitig gefaſste Stehblech eines Druckquerschnittes (Abb. 98 11 u. 99 8a) darf nach einer in der Praxis geltenden Regel höchstens 15 δ über das Winkeleisen hinausragen. Nach Reiſsner[8]) darf bei 4facher Knicksicherheit die freie Breite 25 δ sein;

6. damit die Nebenspannungen nicht zu groſs werden, ist das Verhältnis zwischen Höhe (Breite) der Stäbe und der Stablänge nicht zu groſs zu wählen.

Abb. 98.



bei den Gurtungen:

1. daſs eine Veränderung der Querschnittfläche in hinreichend kleinen Abstufungen möglich ist,

2. daſs die Ausführung des Stoſses bequem ist, was am sichersten erreicht wird, wenn man durchweg mit gleichen Baustoffstärken konstruiert,

3. daſs durch die Verstärkung des Querschnittes mittels Hinzufügens neuer Bestandteile die Schwerlinie möglichst wenig springt,

4. daſs das Knotenblech in der vollen Höhe der Gurtung an diese angeschlossen sein muſs.

Einwandige Querschnitte (Abb. 98): 1 bis 12.

Gurtquerschnitte: 10 bis 12, 1 bis 8, selten auch 5 und 8.

Vergleicht man Abb. 98 1, 2, 3, 5 und 8, so findet man bei gleichem J das kleinste F bei Nr. 3, das gröſste bei Nr. 8.

Nr. 3 gröſster Wert $J : F$, geringe Nietarbeit, Zugänglichkeit des Querschnittes, leichte Anbringung der Stoſswinkel in den leeren Vierteln. Nr. 5 bis 7 erfordern vier durchgehende Nietreihen.

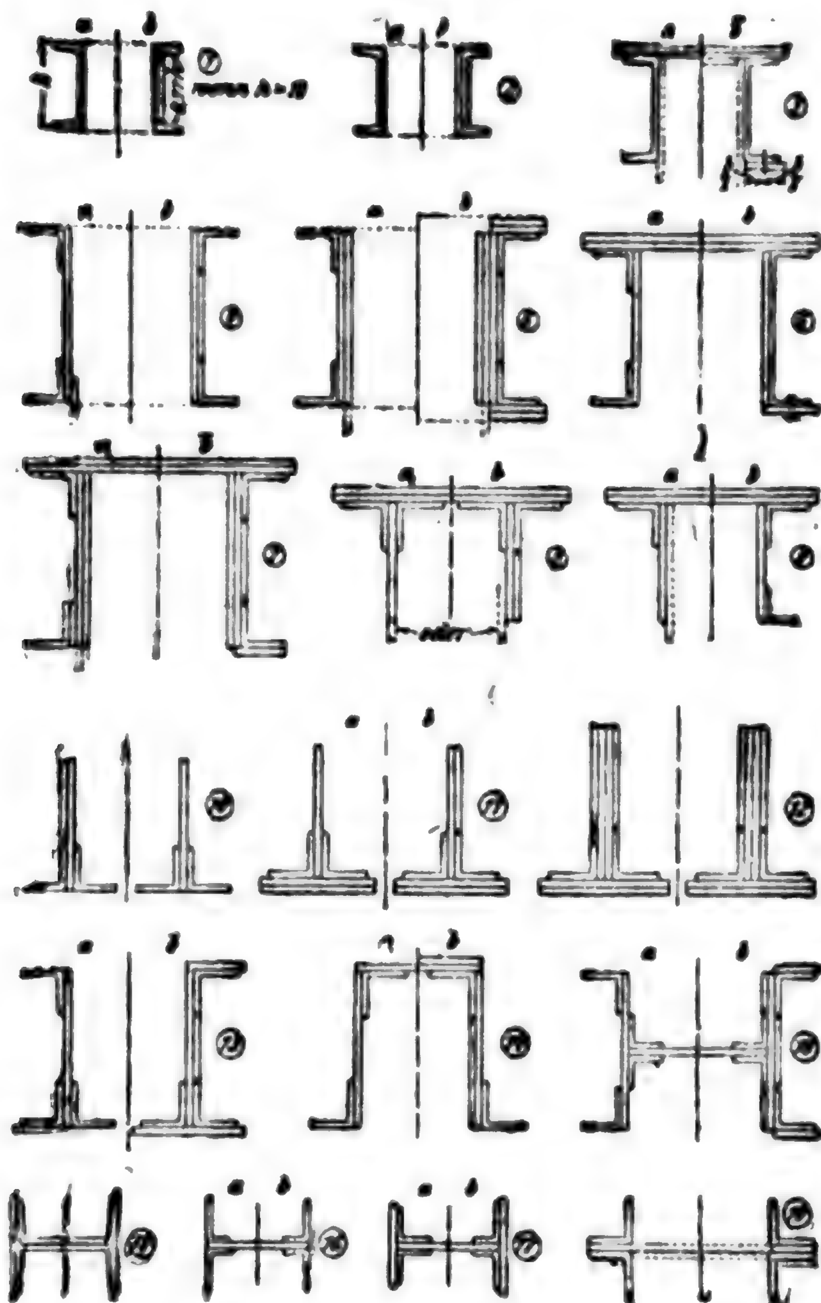
Meistens wird verlangt, daſs die Schlitze unterfüttert sind. Das Futter wird unter Umständen als Querschnitt benutzt und durch mittelbar wirkende Laschen angeschlossen. Bei der Berechnung von J behufs Knicksicherheit kann man es immer mitrechnen.

Bei dem Querschnitt 11 kann das Knotenblech in die Ebene des Stehbleches (Abb. 115 S. 964) oder neben das Stehblech (Abb. 116 S. 964) gelegt werden.

Zweiwandige Querschnitte: (Abb. 99 S. 956) 1 bis 19.

Untergurtquerschnitte (Zuggurte): (Abb. 99) 1, 2, 4 und 5 sowie 10 bis 14; bei 1, 2, 4 und 5 ändert sich die Lage der Schwerlinie nicht durch die Verstärkungen.

Abb. 99.



Obergurtquerschnitte: (Abb. 99) 3, 6 bis 9 sowie seltener 18. Vom Querschnitt soll möglichst viel in den Wandungen, möglichst wenig in den Kopfplatten liegen. Vgl. Knotenblechanschlufs an Gurt S. 965.

Strebenquerschnitte: (Abb. 99) 1, 2, 4 und 5, 15 bis 18.

Bei den Querschnitten 1 bis 3 soll eine Verstärkung durch ein Flacheisen auf dem Stege des [-Eisens zwischen den Flanschen nicht gleichzeitig mit einer Flacheisen-Verstärkung aufserhalb des [-Eisenflansches angebracht werden, da dann besonders in den Stöfsen die Ausführung der Vernietung schwierig wird.

Als Gurthöhe h empfiehlt Schaper[16]) $h = l - \frac{l^2}{400}$, wo h in cm und l in m, und als Entfernung der Stehbleche $b = h - 0{,}1\,l$ (b und h in cm, l in m) bei mittleren, bis $b = h - 0{,}2\,l$ bei grofsen Spannweiten, bei Bogenbrücken $h = \frac{2}{3}\left(l - \frac{l^2}{400}\right)$ und b wie vorher $= h - 0{,}1\,l$ bis $h - 0{,}2\,l$. Je nach der Belastung der Brücke ist von den so erhaltenen Mafsen abzuweichen. Untergurt oft etwas höher als Obergurt.

Für Diagonalen teils Nr. 1 oder auch bei grofsen Kräften Nr. 4 und Nr. 19 oder Nr. 15 bis 17. Auch feste Verbindung zwischen beiden Querschnitteilen wie Nr. 18. Diese feste Verbindung wurde in Preufsen vor wenigen Jahren durch Ministerialerlafs für Brücken der Eisenbahnen vorgeschrieben.[21]) Winkeleisenvergitterung genügt jedoch nach allgemeiner Ansicht (vgl. S. 959).

---

[21]) Vgl. Abb. 105 und Meinungsäufserung hierzu: Krohn, Zentralbl. Bauv. 1911 S. 223.

Uebersteigt die Knotenblechentfernung nennenswert 30 cm, so werden Nr. 16 und 17 in der Regel günstiger als Nr. 15.

2. Querschnittberechnungen.

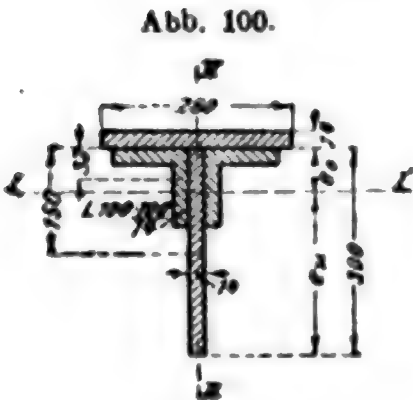
Bei der Spannungsberechnung gedrückter Stäbe werden die Nietlöcher meistens nicht abgezogen (die Anschauungen gehen auseinander). Bei Durchbiegungsberechnungen und Formänderungsberechnungen zur Ermittlung statisch nicht bestimmbarer Gröfsen sowie bei der Berechnung der Trägheitsmomente bei Knickberechnungen braucht man die Nietlöcher nicht zu berücksichtigen. Dies gilt auch bei Knickberechnungen nach den Tetmajerschen Formeln, und zwar sowohl bei der Ermittlung von $l:i$ wie von σ_k.

Bei gezogenen Stäben beachte man, dafs aufeinandergelegte Teile in verschiedenen Querschnitten reifsen können. Man erhält dann Nutzquerschnitte, wie z. B. Abb. 101.

Beispiel für die Berechnung eines einfachen Druckquerschnittes (Abb. 100).
(Die Berechnung von J_{II} ist weggelassen.)

	F qcm	y cm	$F.y$ ccm	$F.y^2$ cm⁴	J_0 cm⁴
Stehblech 30 . 1,4 . .	42,0	15	630	9 450	$\frac{1,4\cdot 30^3}{12} = 3150$
Winkel 11 . 11 . 1,4 . .	58,0	3,21	186,18	598	$2\cdot 319 = 638$
Gurtplatte 28 . 1,6 . .	44,6	−0,8	−35,68	+29	$\frac{28\cdot 1,6^3}{12} = 10$
Summe	144,6		780,50	10 077	3798

Abb. 100.



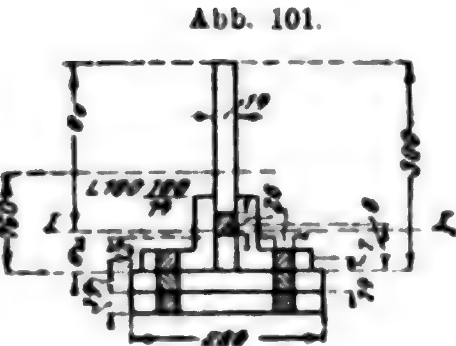
$$\Sigma J_0 = 3\,798$$
$$13\,875 \text{ cm}^4$$
$$F\cdot e_0^2 = 144,6\cdot 5,40^2 = 4\,217$$
$$J_I = 9\,658 \text{ cm}^4.$$

$$e_o = \frac{\Sigma F.y}{\Sigma F} = \frac{78\,050}{144,6} = 5,40,$$

$$e_u = 30 - 5,40 = 24,60.$$

Für Zugstäbe mit Nietabzug gestaltet sich die erforderliche Ausrechnung zweckmäfsig wie folgt (Abb. 96).

Abb. 101.



		F qcm	y cm	$F.y$ ccm
Stehblech	30 . 1,4	42,0	15	630,0
Winkel	11 . 11 . 1,4	58,0	3,21	186,18
Gurtplatten	(28 — 5,2) . 2,8	63,84	— 1,4	— 89,38
Nietabzug	2 . 2,6 . 1,4	— 7,28	0,7	— 5,10
"	2,6 . 1,4	— 3,64	6	— 21,84
Summe		152,92		699,86

$$e_u = \frac{\Sigma F.y}{\Sigma F} = \frac{699,86}{156,56} = 4,57 \text{ cm},$$

$$e_o = 30 - 4,57 = 25,43 \text{ cm}.$$

Bei der Ermittlung der Schwerpunktlage (um die Lage des Stabes gegen die Systemlinie zu bestimmen) wird es meistens statthaft sein, die Nietlöcher nicht zu berücksichtigen.

γ) Verbindung getrennter Stabteile bei Druckgliedern.

1. Rechteckige Verbindungsplatten, Querbleche, Abb. 102 u. 103 entsprechend zu verwenden auch bei Stäben mit den Querschnitten Abb. 98 Nr. 1, 2, 5 und 8. Bei Stäben der Querschnitte Abb. 99 Nr. 1, 2 und 4 werden die Querplatten nach Abb. 104 ausgebildet. Nach v. Empergers Versuchen mit kleineren Querschnitten[22]) genügt zweinietiger Anschluſs der Querbleche. Für gröſsere Querschnitte im Brückenbau mindestens dreinietiger Anschluſs gefordert. Die Beanspruchung der Niete nimmt nach den Stabenden zu.

Früher wurde die Plattenentfernung e so bestimmt, daſs die einzelnen Bestandteile für den entsprechenden Bruchteil der Gesamtkraft nach der Eulerschen Formel die übliche Knicksicherheit zeigten: für fünffache bzw. vierfache Knicksicherheit mit

$$E = 2150 \text{ t/qcm}, \quad e \gtreqqless 0{,}92\sqrt{\frac{J'_{min}}{S}}, \quad \text{bzw.} \quad e \gtreqqless 1{,}03\sqrt{\frac{J'_{min}}{S}},$$

wo J'_{min} sich auf den Querschnitt eines einzelnen Bestandteiles bezieht und S die Gesamtstabkraft in t ist. Die so erhaltene Querblechentfernung ist zu groſs!

Tetmajer[23]) gibt für kreuzförmige Querschnitte aus zwei und vier Winkeleisen an,

Abb. 102 bis 104.

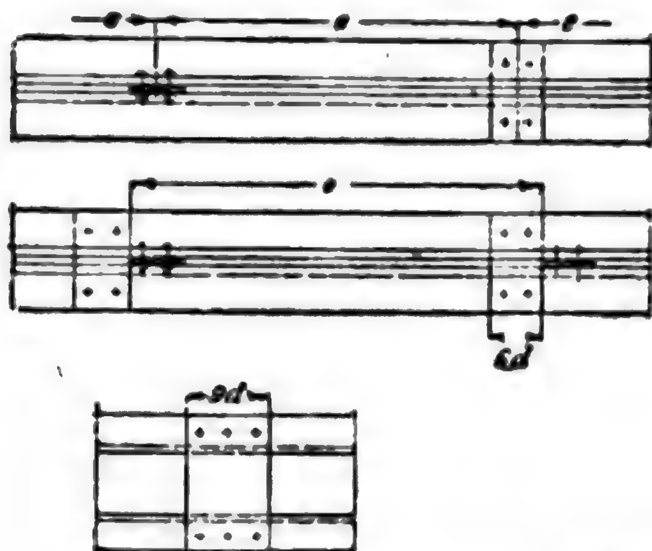
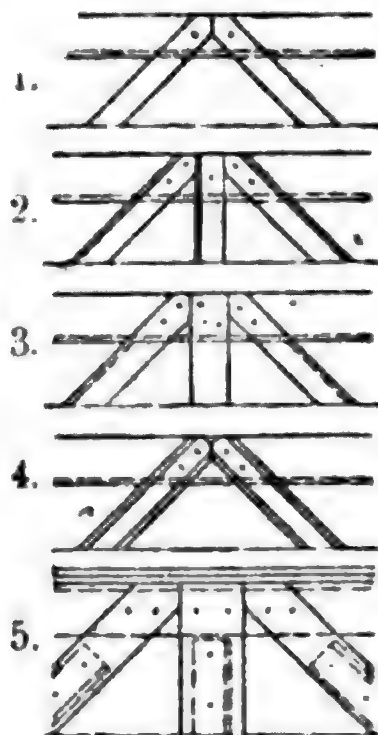


Abb. 105.



daſs e etwa gleich dem 50fachen kleinsten Trägheitshalbmesser des Querschnitts eines einzelnen Bestandteils sein muſs, dabei soll die Anordnung nach Abb. 102 genügen.

v. Emperger schlieſst aus seinen Versuchen, daſs richtig bemessene Querbleche für][-Querschnitte einer Vergitterung gleichwertig sind. Meistens wird jedoch jetzt verlangt, diese Verbindungsart für Druckstäbe im Brückenbau auszuschlieſsen zugunsten einer Vergitterung oder noch besser einer vollwandigen Verbindung. Vgl. Bemerkung zu Abb. 99 Nr. 18 sowie Fuſsnote 21, wonach R. Krohn (Danzig) für gegliederte Stäbe eintritt.

2. Vergitterung (Abb. 105).

Flacheisenvergitterung, Abb. 105_1, wird in neuester Zeit meistens nicht als genügend angesehen. Man wähle der Steifigkeit wegen lieber schmale und dafür stärkere Flacheisen als breite und dünne. Gekreuzte Flacheisen kommen auch vor.

Winkeleisenvergitterung. Nr. 2 sieht schlecht aus, besser Nr. 3, aber nicht empfehlenswert. Bei Nietdurchm. 16 braucht man L 55, bei Niet-

[22]) Beton u. Eisen 1908 S. 71, 97, 119 u. 148.

[23]) Gesetze der Knickungs- und der zusammengesetzten Druckfestigkeit, Leipzig u. Wien 1903.

durchm. 20 L 65. Zu empfehlen ist Vergitterung mit Hespeneisen (Nr. 4).

Gitterstabanschlufs durch ein Niet häufig genügend, mit Rücksicht auf die Ausführung der Vernietung sind zwei Niete zu empfehlen, deshalb oft eine Stabneigung von 30° (Nr. 4 u. 5).

Geht man mit y (Abb. 12) bei Durchm. 16 auf 18, bei Durchm. 20 auf 23 mm herab, so erhält man die für die Anbringung von zwei Nieten erforderlichen inneren Flanschbreiten aus nebenstehender Tafel (φ = Neigungswinkel der Gitterstäbe gegen die Stabachse).

φ	d	e und a (Abb. 9)	
		$e = 3d,\ a = 1{,}5d$	$e = 2{,}5d,\ a = 1{,}25d$
	mm	mm	mm
45°	16	78	67
	20	95	84
30°	16	66	58
	20	83	73

Die Mafse der letzten Spalte nur im Notfall.

Berechnung der gedrückten Brückenglieder.

Vgl. S. 958. Die Anschauungen gehen auseinander. Die preufsischen Brückenbauvorschriften von 1903 und die Brückenbauvorschriften der Schutzgebietbahnen von 1908 verlangen aufser dem Nachweis, dafs die reine Druckspannung $P:F$ die zulässige Grenze nicht überschreitet, nur noch den Nachweis einer 5fachen Knicksicherheit nach der Eulerschen Formel.

Die tatsächliche Knicksicherheit wird dabei bei nicht sehr schlanken Stäben erheblich kleiner ausfallen, vgl. die Tetmajerschen Formeln nebst Zahlenzusammenstellungen Bd. I S. 517. In Oesterreich, in der Schweiz und z. T. in Deutschland wird nach Tetmajer gerechnet. Müller-Breslau**) vertritt die Anschauung, dafs man mit der doppelten Gebrauchslast und mit einer Exzentrizität $a = \frac{l}{200}$ rechnen soll, wobei höchstens die Spannung σ_p (Proportionalitätsgrenze) hervorgerufen werden darf.

Mit den Bezeichnungen $\nu = \frac{\pi^2 EJ}{Pl^2}$, $\nu' = \frac{\nu + 0{,}25}{\nu - 1}$, $k = \frac{W}{F}$ erhält man das erforderliche Widerstandsmoment $W = \frac{P}{\sigma_p}(k + a \,.\, \nu')$.

Beispiel: $l = 250$ cm; $\sigma_p = 2{,}2$ t/qcm; Gebrauchslast 50 t, also die doppelte $P = 100$ t.

Entweder schätzt man, um W zu erhalten, k und ν, oder man wählt versuchsweise einen Querschnitt, z. B. hier I N. P. 38 mit $W = 131$ cm³, $F = 107$ qcm, $k = 1{,}22$ cm, $J = 972$ cm⁴.

Es wird $a = 250 : 200 = 1{,}25$ cm; $\frac{\pi^2 EJ}{l^2} = 330$ t; $\nu = \frac{330}{100} = 3{,}3$; $\nu' = 1{,}54$.

Erforderlich ist $W = \frac{100\,(1{,}22 + 1{,}25 \,.\, 1{,}54)}{2{,}2} = 143$ cm³.

**) Eisenbau 1911 S. 339

Der Querschnitt N. P. 38 genügt somit der gestellten Anforderung nicht ganz.
Empfohlen wird das in Abb. 106 erläuterte Verfahren, um die zulässige Spannung eines Druckstabes zu erhalten. Vgl. Engesser*) sowie Schaper S. 54.[16])
Es ist σ_0 = zulässige reine Druckspannung $P:F$, σ = zulässige Druckspannung (Knickspannung) des untersuchten Stabes, n der Sicherheitsgrad.

Beispiel: $J_{min} = 16637$ cm^4, $F = 220,4$ qcm, $i = \sqrt{16637:220,4} = 8,68$ cm (Abb. 107).
Es sei $l = 700$ cm, $n = 5$, $\sigma_0 = 1000$ kg/qcm.
Es wird

$$l:i = 80,6,\quad \frac{\pi^2 E}{n \cdot 105^2} = 385 \text{ kg/qcm},\quad \sigma = 385 + \frac{105 - 80,6}{105 - 60}(1000 - 385) = 719 \text{ kg/qcm}.$$

Abb. 106.

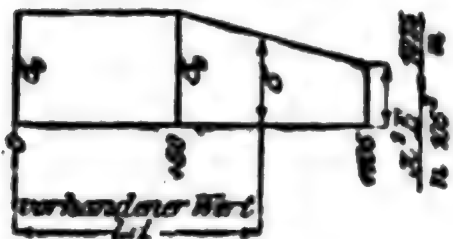
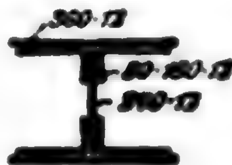


Abb. 107.



In Abb. 106 ist 60 derjenige Wert $l:i$, bei welchem die Knickspannung mit der Streckgrenze zusammenfällt. Ueber die Zahl 105 s. Bd. I S. 517. Die Werte 60 und 105 passen für das übliche Flufseisen und sind für andere Baustoffe unter Umständen entsprechend zu ändern.

Sind schwache Füllungsstäbe an kräftige Gurtungen angeschlossen (Windverbände!), so dürfte für die Ebene der Tragwand das Rechnen mit einer kleineren Länge als die Systemlinie zulässig sein (in Preufsen nicht gestattet). Vgl. die österreichischen und auch die bayerischen Vorschriften, wo z. B. ganz allgemein für Diagonalen in der Tragwandebene mit einer Knicklänge gleich 0,8 l gerechnet werden darf.

Die Knickfestigkeit wird nach Kármán[24]) durch eine geringe Exzentrizität des Kraftangriffes bei sehr schlanken Stäben nicht beträchtlich beeinflufst (schlanke Windverbandstäbe!), während sie bei kürzeren Stäben schon durch äufserst geringe Exzentrizitäten bedeutend vermindert wird; durch eine starre Einspannung der Stabenden wird nur bei sehr schlanken Stäben eine bedeutende Erhöhung der Knickfestigkeit erzielt. Eine Einspannung liegt für die Ebene der Tragwand in ziemlich hohem Mafse vor, wenn ein schwacher Gitterstab an eine kräftige Gurtung angeschlossen wird.

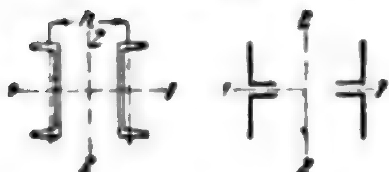
2. Gegliederte Druckstäbe. R. Krohn[25]) empfiehlt folgende, aus der Tetmajerschen Formel abgeleitete, durch Knickversuche bestätigte Berechnungsverfahren.

I. Der Querschnitt besteht aus zwei getrennten Teilen, z. B.][.

a) Berechnung der Stabquerschnitte und freien Längen.

Die Achse 1—1 (Abb. 108 u. 109) heifse Materialachse, 2—2 freie Achse. Es handelt sich um Ausknicken um die freie Achse. P, l, J und i beziehen sich auf den Gesamtstab, P_1, l_1, J_1 und i_1 auf einen Einzelstab. h ist die Schwerpunktentfernung der beiden Querschnittbestandteile.

Abb. 108 u. 109.



Durch die den Knickvorgang einleitende Ausbiegung erhält der auf der hohlen Seite liegende Einzelstab im Augenblicke des Bruches den Anteil der Gesamtkraft des Stabes:

$$P_{1k} = \alpha P_k, \text{ wo } \alpha = 68:(136 - l:h).$$

*) Zentralbl. Bauv. 1891 S. 483 sowie 1914 S. 431.
[24]) Mitt. Forschungsarb. Heft 81: v. Kármán, Untersuchungen über Knickfestigkeit (1910).
[25]) R. Krohn, Beitrag zur Untersuchung der Knickfestigkeit gegliederter Stäbe (Zentralbl. Bauv. 1908 S. 559).

Der gröfste Wert l/h, für den dieser Ausdruck abgeleitet ist, beträgt 52,5 (dann ist $l:i=105$). Hierfür wird $P_{1k}=0{,}81\,P_k$. Krohn empfiehlt, den Geltungsbereich dieses Ausdruckes auch auf die Fälle auszudehnen, wo $l/h>52{,}5$.

Für die Tragfähigkeit des Gesamtstabes ist die Tragfähigkeit bzw. Knicksicherheit des Einzelstabes mafsgebend.

Man erhält: $P_{1k}=\sigma_k\,F_1=(3100-11{,}4\,l:i)\,F_1$ und die Knicklast $P_k=\frac{P_{1k}}{\alpha}=P_{1k}\left(2-\frac{l}{68\,h}\right)$, wo P_{1k} die Kraft ist, bei welcher der Einzelstab ausknickt.

Für den Einzelstab erhält man aus der Tetmajerschen Formel die zulässige Länge: $l_1=i_1\left(272-\frac{87{,}7\,\mathfrak{S}\,P_1}{F_1}\right)$, wo $P_1=P\cdot\frac{68}{136-l:h}$ und P die tatsächliche Druckkraft des Stabes. (P_1 ist dabei im allgemeinen nicht die tatsächliche Last eines Einzelstabes.)

Das Trägheitsmoment, auf die freie Achse bezogen, mufs wesentlich gröfser gewählt werden als das erforderliche Trägheitsmoment in bezug auf die Materialachse.

Beispiel: $P=72$ t; $l=5$ m; verlangt $\mathfrak{S}\gtreqless 4$.

Probeweise gewählt][N. P. 30 mit 25 cm lichter Entfernung und einer Schwerpunktentfernung $h=30{,}4$ cm. Es ist $F=2\,.\,58{,}8=117{,}6$ qcm und auf die Materialachse bezogen $J=2\,.\,8026=16652$ cm⁴, $i=11{,}7$ cm, $l:i=42{,}7$, also beim Ausknicken um die Materialachse nach Tetmajer:

$$\sigma_k=3100-11{,}4\,.\,42{,}7=2613\ \text{kg/qcm}$$

$$P_k=117{,}6\,.\,2{,}613=307\ \text{t};\quad \mathfrak{S}=\frac{307}{72}=4{,}2.$$

Ferner ist $F_1=58{,}8$, $J_1=49{,}5$, $i_1=2{,}90$, also nach Krohn

$$P_1=72\,.\,\frac{68}{136-500:30{,}4}=40{,}9\ \text{t}.$$

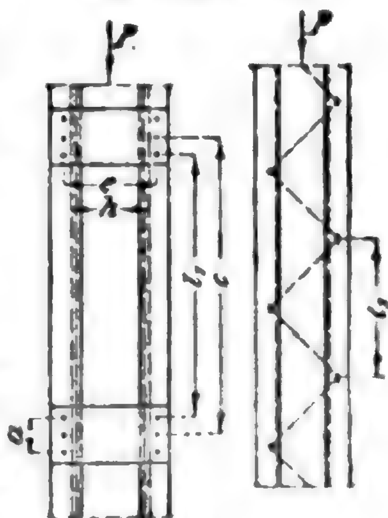
Man kann versuchsweise l_1 wählen, das entsprechende σ_k berechnen und hat dann $\mathfrak{S}=\frac{\sigma_k\,.\,F_1}{40{,}9}$, oder man berechnet $l_1=2{,}90\,.\left(272-\frac{87{,}7\,.\,4\,.\,40{,}9}{58{,}8}\right)=79$ cm.

b) Berechnung der Querverbindungen der Einzelstäbe.

Man versucht, die Querkraft im gebogenen Stabe im Augenblicke des Knickens zu ermitteln. Krohn[19]) empfiehlt dabei, mit der Querkraft $Q=F_1/14$ zu rechnen (F_1 in qcm, Q in t) und diesen für $l:i>105$ abgeleiteten Wert auch für gröfsere Werte $l:i$ anzunehmen.

Vianello[10]) erhält auf Grund einer Annäherungsrechnung für elastisches Knicken ($l:i>105$) $Q=F_1/11$.

Abb. 110 u. 111



Dabei dürfen bei der Bemessung der Verbindungsteile die Bruchspannungen zugrunde gelegt werden, oder man rechne unter Zugrundelegen der sonst in dem Bruchteile zulässigen Spannung mit $\frac{Q}{\mathfrak{S}}$, also z. B. mit $\frac{F_1}{14\,\mathfrak{S}}$.

Vianello empfiehlt, mit der Annahme zu rechnen, dafs Q auf der Länge $l/6$ vom Stabende unveränderlich ist und von da bis zur Stabmitte geradlinig abnimmt.

Bei der Verbindung der Einzelstäbe mittels

Querbleche, die in der Entfernung c von Mitte zu Mitte angebracht sind, erhalten diese eine in der Stabrichtung wirkende Scherkraft $T = Q\frac{c}{h}$ (Abb. 110 S. 961), also nach Krohn bei der Bruchbelastung $T = F_1 \frac{c}{14\,h}$ und für die Berechnung der Niete $M = T \cdot e/_2$. Wird annähernd $e = h$ gesetzt, so erhält man $M = \frac{F_1\,c}{28}$.

Die von dem Momente hervorgerufene Nietkraft beträgt bei zwei und drei Nieten M/a, bei vier Nieten $0{,}9\ M/a$, wenn a die Entfernung der äufsersten Niete bedeutet.

Beispiel (Abb. 110). Für den vorher untersuchten Druckstab ($P = 72$ t, $l = 500$ cm, $h = 30{,}4$ cm) sei gewählt $l_1 = 78$ cm. Bindebleche mit drei Nieten, Durchm. 20, Nietteilung 6 cm, $a = 12$ cm, $e = 35$ cm. Für ein Blech (auf der einen Seite) ist

$$T = \frac{1}{2} \cdot 58{,}8 \cdot \frac{90}{14 \cdot 30{,}4} = 6{,}21\ \text{t}, \qquad M = 6{,}21 \cdot \frac{35}{2} = 108{,}6\ \text{tcm}$$

und die Nietkraft infolge des Momentes $N = \frac{108{,}6}{12} = 9{,}06$ t oder mit Berücksichtigung des Anteiles der Querkraft T

$$N = \sqrt{9{,}06^2 + \left(\frac{6{,}21}{3}\right)^2} = 9{,}3\ \text{t bei der Bruchbelastung.}$$

Scherspannung $\tau = \frac{9{,}3}{3{,}14} = 2{,}96$ t/qcm, erreicht also nicht die Bruchspannung.

Das Querblech selbst wird auch nicht überbeansprucht.

Für eine Vergitterung wäre am Ende des Stabes eine Querkraft $Q = 58{,}8 : 14 = 4{,}2$ t zugrunde zu legen, also für die Vergitterung einer Seite bei 45° Stabneigung die Kraft in einem Gitterstabe $S = \frac{4{,}2}{2}\sqrt{2} = 3$ t. Zur Aufnahme dieser Kraft (bei der Bruchbelastung) genügt theoretisch ein Niet, Durchm. 16. Bei Vergitterung mit Flacheisen 60 . 10 mit rd. 50 cm Länge hat man bei der Bruchbelastung einen Knicksicherheitsgrad

$$\frac{2{,}12\ J}{P\,l^2} = \frac{2{,}12 \cdot 0{,}5}{3 \cdot 0{,}25} = 1{,}38,$$

also in der Wirklichkeit einen Sicherheitsgrad $\mathfrak{S}$ = rd. 4 . 1,38 = 5,5.

Müller-Breslau*) hat sehr eingehende Untersuchungen sowohl über vergitterte Stäbe wie über Rahmenstäbe angestellt. Verglichen mit den Krohnschen Formeln dürften sich in bezug auf die Knicklast P nicht allzu grofse Unterschiede ergeben. Dagegen dürften die Ergebnisse der Müller-Breslauschen Untersuchung im allgemeinen für die Diagonalen wesentlich ungünstiger, für die Bindebleche günstiger sein.

ε. Stöfse.

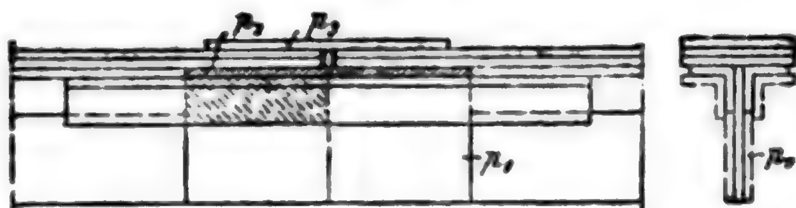
(Vgl. Stofs des Blechträgers S. 937 und Abb. 29 bis 33.)

Die Schwächung des Stabquerschnittes durch Nietlöcher ist wenigstens in den gezogenen Gliedern möglichst klein zu halten. Verjüngte Nietanordnung zur Verkleinerung des Nietabzuges oft vorteilhaft. Bei der Bemessung der Bruttoquerschnitte sind Nietabzüge infolge von Stöfsen zu berücksichtigen. Bei den in den Stöfsen üblichen Nietentfernungen 3 bis 3,5 d wird empfohlen, in den Winkeleisen immer zwei Niete abzuziehen (vgl. Nietabzug S. 921 Abb. 14). Die Nietzahl wird entweder nach den auftretenden Kräften

*) Eisenbau 1911, Heft 11 u. 12

oder nach dem Querschnitte des zu stofsenden Stabes bemessen. Letzteres hat oft einen Mehraufwand zur Folge. Bei Zugstäben wird im zweiten Falle der geschwächte Querschnitt zugrunde gelegt. Nach den preufs. Brückenbauvorschriften ist dann: $\frac{n \cdot \pi \cdot d^2}{4} = 1{,}11\ F$, wobei zweischnittige Niete zweimal zu rechnen sind; gesamte Lochleibungsfläche $n \cdot d \cdot \delta = 0{,}556\ F$, wo $F =$ nutzbarer Stabquerschnitt. Wenn Platten zwischen gestofsenem Teil und Lasche vorhanden (mittelbare Kraftübertragung), Zuschlag zur Nietzahl erwünscht (z. B. 50 %). Die Anschauungen hierüber gehen auseinander. Ebenso Zuschlag bei Exzentrizität, oder wenn sonst ungleichmäfsige Kraftverteilung zu erwarten.

Abb. 112.



Anordnung der Stöfse häufig mit Rücksicht auf Montage.

Demnach werden sie teils in Verbindung mit den Knotenpunkten ausgeführt (Abb. 115 S. 964 u. 121 S. 965), teils unabhängig von diesen (Abb. 112 bis 114). Bei Montagestöfsen werden die Stofsfugen der einzelnen Bestandteile möglichst dicht zusammengedrängt, bei Werkstättenstöfsen dagegen beliebig verteilt.

Abb. 113.

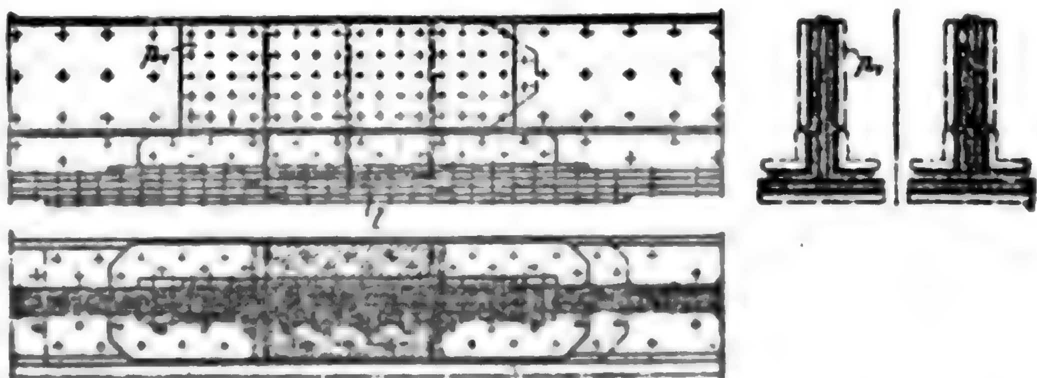


Abb. 114.

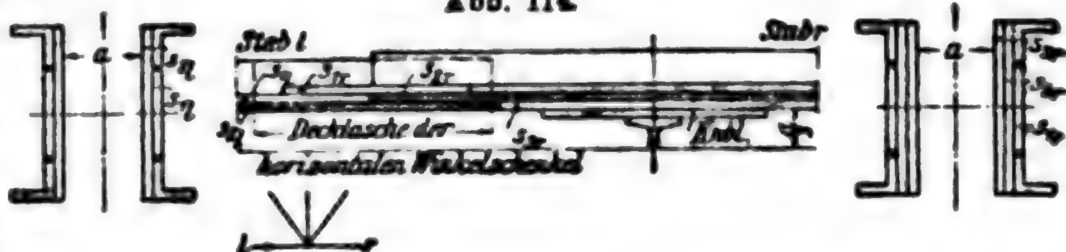


Abb. 112. Ausnutzung des Futterstückes p_2 als Lasche für die innere Gurtplatte. Wird die Winkellasche nicht unterfuttert (links durch Schraffur angedeutet), so mufs die Decklasche p_1 unnötig stark gemacht werden.

Abb. 113. Im oberen Teil des Stehbleches im Stofse fünf abzuziehende Nietlöcher. Dieser Nachteil wird vermieden 1. durch längere Stofsverbindung mit nur 3 Nieten in jedem Querschnitte, 2. (wie rechts punktiert) durch eine am Ende verjüngte Nietanordnung; dabei Lasche p_1 so stark, dafs ihr Mehrquerschnitt den Verlust der 2 Nietlöcher durch die sämtlichen Stehbleche aufhebt.

Abb. 114. Anfang einer Verstärkung fällt mit einer Stofsstelle zusammen. Die Stehbleche S_{2r} und S_{2l} greifen übereinander, so dafs

die Wandungen trotz der nach innen aufgelegten Verstärkung denselben Abstand voneinander behalten.

ζ) Knotenpunkte.

Die Stäbe sind möglichst so zu legen, dafs ihre Schwerlinien mit den Netzlinien zusammenfallen oder nur um ein geringes von ihnen abweichen. Schon bei der Querschnittwahl ist deshalb darauf zu achten, dafs sich nur geringe Sprünge der Gurtschwerlinien in den Knotenpunkten ergeben.

Besonders bei kleinen Bauwerken verzichtet man zugunsten einer bequemen Ausführung meistens darauf, den Knotenpunkt des Wind-

Abb. 115.

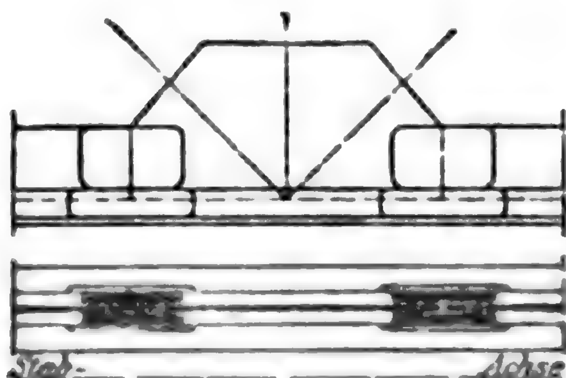
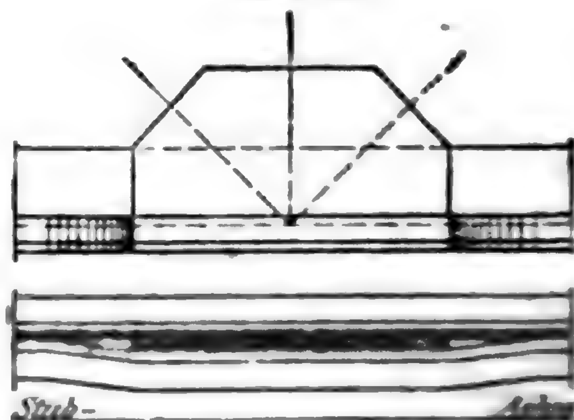


Abb. 116.



trägers mit dem Knotenpunkte des Hauptträgers zusammenfallen zu lassen. Dadurch können exzentrische Beanspruchungen in den Gurtstäben entstehen.

Meistens ist ein besonderes Knotenblech erforderlich. Dieses kann in die Ebene der Stehbleche gelegt werden (Abb. 115) oder neben die Stehbleche (Abb. 116).

Eine genaue Berechnung der Beanspruchungen in den Knotenpunkten ist im allgemeinen nicht ausführbar, dagegen eine überschlägliche Berechnung bzw. Schätzung der Beanspruchungen der Knotenbleche und Nietverbindungen durchaus erforderlich. Es wird dringend geraten, hierauf besonders zu achten. Viele Ausführungen bieten nicht die beabsichtigte Sicherheit, weil derartige Berechnungen unterlassen wurden.

Abb. 117.

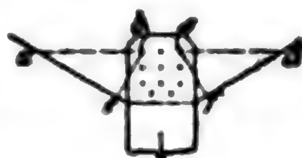
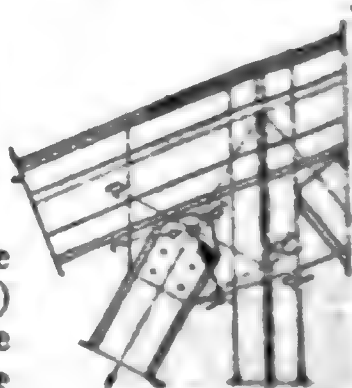


Abb. 118.



Die durchschnittliche Spannung in dem Schnitte *a* bis *d* (Abb. 117 u. 118) soll bei zentrischem Angriff die zulässige nicht erreichen.

Bei exzentrischem Angriff (Abb. 118) soll die kleinere der beiden Strecken *a b* und *b d* (hier *a b*) so lang sein, dafs die entsprechende Schnittfläche reichlich so grofs ist wie die halbe erforderliche Nutzfläche des angeschlossenen Stabes.

In Abb. 118 ist $\overline{ab} = \overline{bd'}$. Wächst die Schnittfläche von ad' auf ad, so wächst σ_a (nach der Formel $\frac{P}{F} + \frac{M}{W}$ berechnet) und erreicht den theoretischen Höchstwert $\frac{4}{3} P : (\delta . \overline{ad'}) = 2 P : (\delta . \overline{ad})$ für $\overline{bd} = 2\,\overline{ba}$.

Gebrochene Schnittflächen wie $ebcf$ und ebf (Abb. 117 u. 118) oder etwaige gekrümmte Schnittflächen werden meistens eher überanstrengt als die geraden Schnitte ab (vgl. besonders Abb. 117). Ist die Schnittfläche $ebcf$ durch Nietlöcher stark geschwächt (Abb. 119), so ist noch mehr darauf zu achten, dafs keine Ueberanstrengung des Knotenbleches entsteht. Gebrochene Flächen ef (Abb. 117 bis 119) sind

Abb. 119.

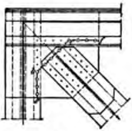
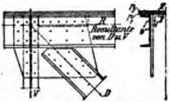


Abb. 120.



bei zentrischem Angriff reichlich so grofs zu machen wie die erforderliche Nutzfläche des anzuschliefsenden Stabes. Verbindung des Knotenbleches mit dem Gurte (Abb. 120) so, dafs die mit der Gurtkraft zusammenfallende Mittelkraft von D und V möglichst durch den Schwerpunkt der Niete geht, die das Knotenblech mit dem Gurte verbinden. Deshalb wird man zweckmäfsig die oberste Nietreihe

Abb. 121.

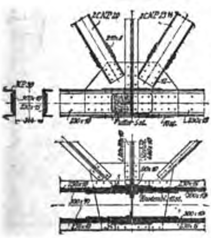
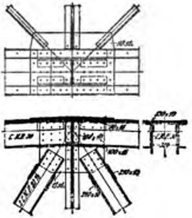


Abb. 122.

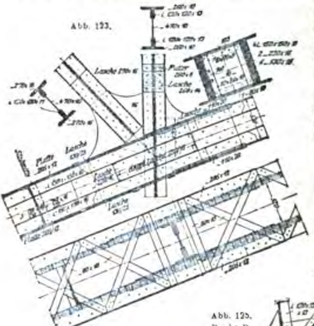


dichter als die beiden unteren setzen oder das innere Winkeleisen W anbringen (Abb. 120, vgl. auch Abb. 122). Durch dieses werden die

Digitized by Google

Niete der am meisten beanspruchten oberen Nietreihe zweischnittig, und die von der Diagonale auf den Gurt übertragene Kraft wird besser auf die Gurtverstärkung (Platte p_3) übertragen.

Abb. 123.



Damit der Schwerpunkt der das Knotenblech an den Gurt anschliefsenden Niete möglichst in Höhe der Gurtschwerlinie geht (Schnittpunkt von *D* und *V*) Abb. 120 S 965, mufs Gurtquerschnitt so ausgebildet werden, dafs sein Schwerpunkt nicht zu hoch liegt.

Das Knotenblech mufs unbedingt zu den Kopfplatten hinaufreichen. Liegt bei inneren Winkeleisen (Abb. 116 S. 964) das Knotenblech auf der Innenseite der Stehbleche, müssen die Winkel über dem Knotenblech gekröpft werden.

Abb. 124.
Oberer Windverband.

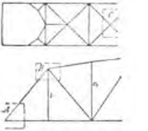


Abb. 125.
Punkt B.

Meistens ist die Knotenpunktkonstruktion mit einem Stofse von allen oder einzelnen Teilen des Gurtquerschnittes verbunden. Das

Digitized by Google

Knotenblech wird häufig gleichzeitig als Decklasche verwendet oder wird in der Ebene des Stehbleches mit diesem verlascht.

Abb. 121.[26]) Untergurtquerschnitt. Sowohl Knotenblech wie Windträgerknotenblech sind als Decklaschen ausgenutzt. Vertikale nur schwach auf Zug beansprucht, deshalb sparsam ausgeführt.

Abb. 122.[26]) Obergurtquerschnitt. Knotenblech durch kurze Winkeleisen etwas an die obere Gurtplatte angeschlossen, wodurch der Schwerpunkt der Vernietung in die Höhe gezogen wird.

Abb. 123.[27]) Knotenpunkt des Untergurtes einer Fachwerkbogenbrücke mit Zugband.

Abb. 125. Knotenpunkt *B* der Abb. 124. Die schrägen, punktiert dargestellten Winkeleisen *w*, die innerhalb der Gurte die Vertikale schneiden, schliefsen das Windportal an den Gurt an.

Abb. 126 u. 127 stellen dem Punkte *B* der Abb. 124 entsprechende Punkte von Parallel(Trapez-)trägern in verschiedenen Anordnungen dar. Es fehlt hier der obere Windverband. In Abb. 126[26]) geht der gröfsere Teil der gedrückten Endstrebe bis zur oberen Gurtplatte durch. In Abb. 127[27]) ist die Endstrebe als Gurtung ausgeführt und entsprechend mit dem wagerechten Obergurt verbunden. Vergröfserung des Knotenbleches durch die durch-

Abb. 126.

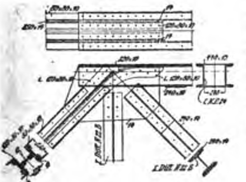


Abb. 128.
Punkt A.

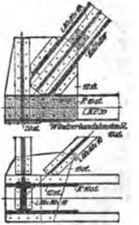
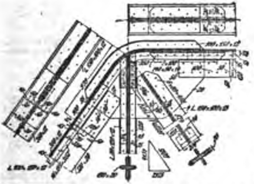


Abb. 127.



[26]) Nach einer Ausführung der Brückenbauanstalt Beuchelt & Co. in Grünberg.
[27]) Nach einer Ausführung der Gesellschaft Harkort in Duisburg.

geschlitzte obere Gurtplatte hindurch und Verstärkung der Ecke durch die oben aufgebrachten ⅃L 100 . 150 . 12. Der zwischen den Winkeln befindliche Stehblechteil der Endstrebe ist mittelbar gestofsen. Die gezogene Diagonale ist nicht unterfuttert.

Abb. 128[26]) u. 129[27]). Auflagerpunkt *A* der Abb. 124. In Abb. 128 sind die ⊏-Eisen des Untergurts unterfuttert, damit das Knoten-

Abb. 129.

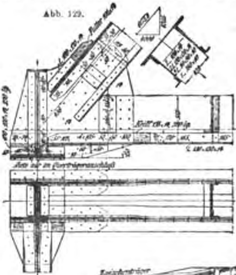


Abb. 130.

Abb. 131.

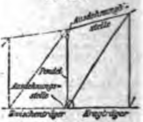
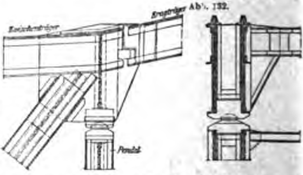


Abb. 132.



blech in dieselbe Ebene kommt wie die Knotenbleche in der Mitte der Brücke, wo die ⊏-Eisen des Untergurtes durch innen aufgelegte Flacheisen verstärkt sind. Abb. 129. Um Ueberanstrengung zu vermeiden, ist das Knotenblech verdoppelt und auch unter der Unterkante des Untergurtes vergröfsert, wodurch die Randspannungen des Bleches verkleinert werden. Die obere Platte des Obergurtes (bzw. der Endstrebe), die nur der Knicksicherheit wegen nötig ist, ist, um das Aufschlitzen zu vermeiden, nicht an das Knotenblech angeschlossen.

Abb. 130 zeigt Punkt *C* in Abb. 124 S. 966.

Abb. 131 u. 132.[28]) Bewegliche Auflagerung des Zwischenträgers auf den Kragarm bei grofser Brücke. Pendel der beiden Haupt-

[28]) Nach einem Entwurfe der Gutehoffnungshütte.

träger oben miteinander durch Fachwerkriegel zu einem Pendelportal verbunden.

η) Durchbiegung der Fachwerkträger.

Für genauere Berechnungen S. 107 ff.

Für überschlägliche Rechnungen sind die Formeln von Vianello[10]) brauchbar.

1. Parallelträger nach Abb. 82b S. 952.

$$\delta = \frac{l}{2E}\left[\sigma_1 \frac{l}{2h} + \sigma_2\left(\frac{h}{\lambda} + \frac{\lambda}{h}\right) + \sigma_3 \frac{h}{\lambda}\right].$$

Hierbei ist σ_1 die überall gleich grofs gedachte Gurtspannung, σ_2 u. σ_3 die Diagonal- bzw. Vertikalspannung, λ die Feldweite.

Für σ_1, σ_2 u. σ_3 sind die ermittelten oder geschätzten Durchschnittsspannungen für die Belastung einzuführen, bei der die gröfste Durchbiegung auftritt. Bei σ_1 kommt es wesentlich auf den mittleren Teil an. σ_2 u. σ_3 fallen erheblich kleiner aus als die gröfsten Spannungen.

Die Durchbiegungen sind erheblich gröfser als bei einem Blechträger gleicher Höhe, roh geschätzt 40 % bei $h/l = 1/_{12}$ und 60 % bei $h/l = 1/_{8}$.

2. Für den Parallelträger nach Abb. 82a S. 952 sind die Durchbiegungen etwas geringer, weil Vertikalen fehlen und Diagonalen teilweise stärker. Der Unterschied oft 10 %.

3. Parabelträger. Für gleichmäfsige Vollbelastung bei unveränderlicher Gurtspannung σ ist

$$\frac{\delta}{l} = \frac{\sigma}{E}\left(0{,}347\,\frac{l}{h} + 0{,}772\,\frac{h}{l}\right).$$

Bei der Berechnung von σ werden die vollen Querschnitte einschliefslich etwaiger durchgehender Futterbleche und ohne Nietlochabzug in Rechnung gestellt.

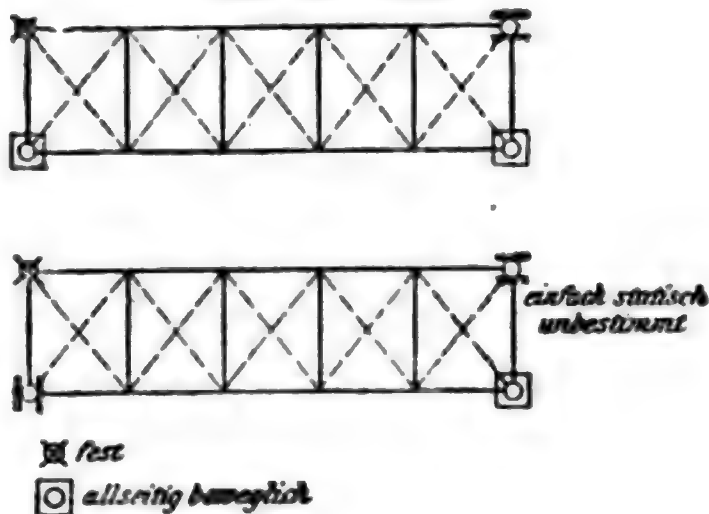
3. Lager.

a. Lager der Balkenbrücken.

α) Allgemeines.

Anforderungen sowohl des Hauptträgers, des Windträgers und des Endquerträgers beachten. Auf Anordnungen der Auflager, die den Windträger äufserlich statisch bestimmt machen, wie z. B. Abb. 133, wird in der Regel verzichtet. Dennoch untersuche man, wie weit die in Aussicht genommene Anordnung den theoretisch zu stellenden Ansprüchen genügt. Dabei wagerechte Verschiebung und Durchbiegung nicht allein des Hauptträgers, sondern auch des Endquerträgers beachten. Ausbildung der Bewegungsvorrichtungen für Querbeweglichkeit meist weniger voll-

Abb. 133 u. 134.



kommen. Man begnügt sich mit Spielräumen (Abb. 150 S. 974). Nur selten, bei sehr breiten Brücken, besonderer Rollensatz hierfür. Bei schmalen Brücken wird häufig ganz auf Querbeweglichkeit verzichtet.

Ermöglichung der Kippbewegung in der Querrichtung, d. h. Berücksichtigung der Querträgerdurchbiegung, bürgert sich immer mehr ein.

Spielräume. Für einen beliebigen Spannungszustand der Stäbe erhält man die Längenänderung

$$\Delta' l = \Sigma S' \Delta s = \Sigma \frac{S' . S s}{E . F},$$

wo S' die Spannungen infolge des in Abb. 135 u. 136 angegebenen Belastungszustandes und S die wirklichen Spannungen bedeuten. (Vgl. auch Abschn. Statik S. 103, Gl. 25).

Infolge einer beliebigen Temperaturänderung erhält man

$$\Delta'' l = \Sigma S' \varepsilon t s, \quad \varepsilon = 0{,}000012.$$

Für eine überall gleiche Temperaturänderung ist $\Delta l = \varepsilon t l$. Temperaturgrenzen in Norddeutschland -25^0 und $+45^0$ C; also hat man im günstigsten Falle bei 10^0 Aufstellungstemperatur mit $\pm 35^0$ zu rechnen. Dann ist $\Delta'' l = 0{,}42$ mm für 1 m Stützweite. $\Delta' l$ wird, wenn das Lager unter einer geraden Gurtung liegt und die Spannung des Bruttoquerschnittes 1000 kg/qcm beträgt, etwa ebenso grofs. Δl im ganzen demnach höchstens $\frac{l}{1000}$.

Bei Trägern von der Form der Abb. 135 u. 136 wird $\Delta' l$ oft wesentlich gröfser ausfallen. Bei Abb. 135 ist $\Delta' l$ etwa $2 \frac{H}{h}$ mal so grofs wie bei dem einfachen Parallelträger.

Abb. 135

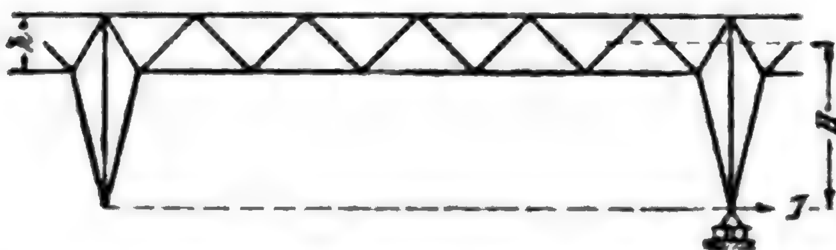
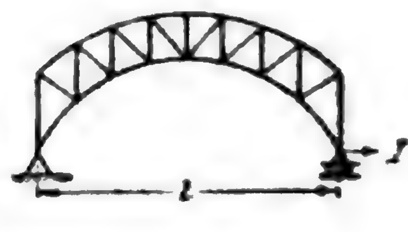


Abb. 136.



Bei den vollwandigen Trägern rechnet man zweckmäfsig $\Delta' l = h . \varphi$ (vgl. Abb. 44 S. 942) oder auch $\Delta' l = 2 (r + z) . \varphi$ (vgl. Abb. 147 S. 973). Zu beachten bei dem Endquerträger.

Flachlager, ohne Kippvorrichtung nur bei ganz untergeordneten und sehr kleinen Brücken mitunter ausgeführt. Kipplager durchaus die Regel. Drehung teils um eine Linie (Tangentialkipplager, Bolzenkipplager), teils allseitig (Kugelkipplager).

Baustoff für die Lagerkörper Stahlgufs, mitunter Gufseisen, für Kippbolzen und Walzen Flufseisen oder Stahl. Zwischen Lagerkörper und Auflagerquader meist Zement- oder Bleifuge.

β) Lager für kleine Brücken. Gewölbte Platte, Gleitlager.

Sowohl bei festem wie bei beweglichem Lager angewendet. In der einfachsten Form für feste Lager eine gewölbte Platte aus Gufseisen

oder Stahlgufs ohne besonderen oberen Lagerkörper (Abb 138). Unter dem Hauptträger eine 20 mm starke flufseiserne Platte, mit unten versenkten Nieten befestigt. Sicherung gegen Verschiebung beim festen Auflager durch Dorne. Bei den beweglichen Lagern ist seitliche Führung erforderlich. Querschnitt der gewölbten Platte hier nach Abb. 139. Die erwähnte flußeiserne Platte unter dem Hauptträger wird mit angenieteten oder angepreßten seitlichen Führungsleisten versehen.

Abb. 137.

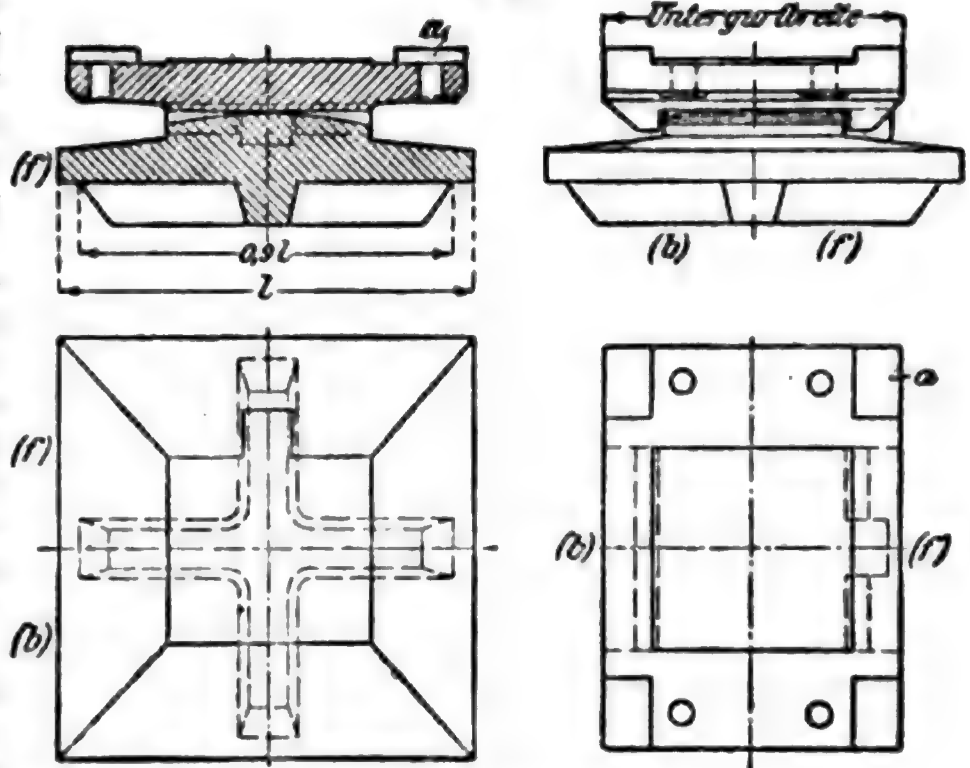


Abb. 137 *f* u. *b* stellt ein festes bzw. bewegliches Lager in etwas mehr ausgearbeiteter Form dar. Der Unterschied von *f* und *b* besteht nur in den seitlichen zahnartigen Vorsprüngen des unteren Lagerkörpers bei *f*, die in entsprechende Ausschnitte der Seitenleisten des oberen Körpers eingreifen. Die mit *a* bezeichneten Erhöhungen des oberen Lagerkörpers greifen in entsprechende Ausschnitte der an den Untergurt angenieteten flufseisernen Platte ein und nehmen die wagerechten Kräfte auf. So kann auch das Lager gebildet werden, wenn die mit Leisten versehene flufseiserne Platte den oberen Lagerkörper ersetzt.

Abb. 138

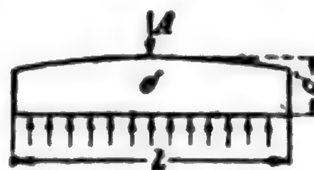
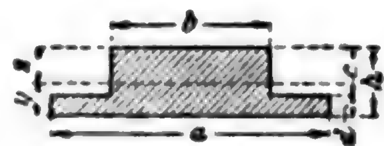


Abb. 139.



Die gewölbte Platte wird als **Gleitlager** in der Regel bis 15 m Stützweite ausgeführt. Reibungszahl μ_0 (I. Bd. S. 243) bis 0,25 anzunehmen. Man mufs sich Aufschlufs über die entstehenden wagerechten Kräfte verschaffen. Als festes Lager kann sie auch für grofse Spannweiten angewendet werden (vgl. auch den kräftigen Lagerkörper Abb. 144 S. 973).

Die geringe Höhe vorteilhaft bei der Aufnahme von wagerechten Kräften.

Berechnung der Stärke. Für Stahlgufsplatten nach Abb. 138 erhält man mit $\sigma = 1$ t/qcm, $\delta = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{3A \cdot l}{b}}$, wo A in t, und für Gufseisen mit $\sigma = 0{,}25$ t/qcm, $\delta = \sqrt{\frac{3A \cdot l}{b}}$.

Bei Lagerkörpern nach Abb. 139 ermittelt man nötigenfalls die erforderliche Mindeststärke h durch Ausprobieren, indem man die Spannungen mit Hülfe der Formel S. 977 ermittelt. Bezeichnung wie bei Abb. 158 S. 977.

γ) Lager für mittlere und gröfsere Balkenbrücken.

I. Feste Lager.

Um an beiden Brückenenden gleiche Widerlager zu erhalten, gibt man den festen Lagern meistens dieselbe Höhe wie den beweglichen Walzenlagern, obgleich dies mit Rücksicht auf Wind- und Bremskräfte nachteilig ist.

A. Linienkipplager. Tangentialkipplager kommen immer mehr in Aufnahme. Lager nach Abb. 137 würden an und für sich für ziemlich

Abb. 140.

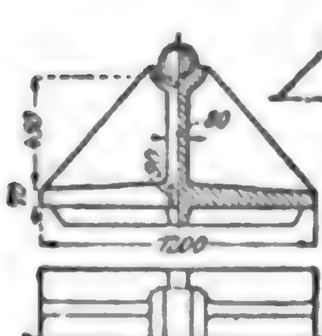


Abb. 140a.

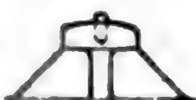
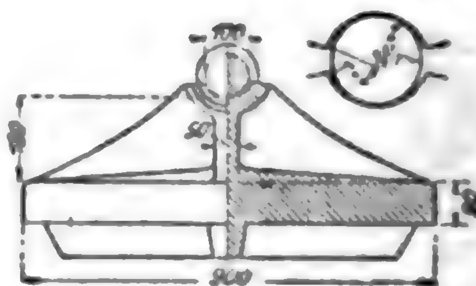
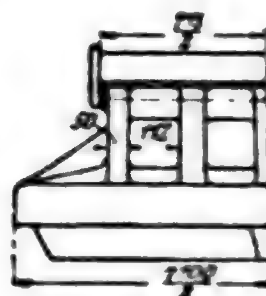


Abb. 141.



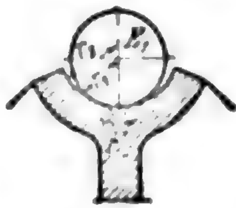


grofse Stützweiten genügen, sind aber aus vorgenannten Gründen bei $l > 20$ m wenig gebräuchlich. Uebliche Formen etwa Abb. 152 S. 973 entsprechend, sowie 140a und 141.

Bolzenkipplager. Erste Ausführungsart: Bolzen genau in die Lagerschale eingedreht (Abb. 142). Mit Anlagewinkel $\varphi = 45^0$ und $\sigma_\varphi = \sigma \cos \varphi$ wird $d = 1{,}6\, A : \sigma l$. Mit $\sigma = 1{,}6$ t/qcm (Stahl) wird $d = A : l$. Bei kleineren Brücken erhält man hiernach zu kleine Durchmesser und wählt dann $d = 7$ bis 8 cm. Mit $\sigma_\varphi = \sigma \cos \pi \varphi : 2\, \varphi_0$ wird $d = 2{,}12\, A : \sigma l$.

Abb. 142.

Abb. 143.



Zweite Ausführungsart: Kippbolzen hat einige Millimeter kleineren Durchmesser als die Lagerschale (Abb. 143). Ist P die Belastung der Längeneinheit des Bolzens, so erhält man nach den Formeln von Hertz für $m = 3$

$$\sigma = C \sqrt{P \frac{r_2 - r_1}{r_1 r_2}}, \quad \text{wo } C = \frac{3}{2} \sqrt{\frac{1}{2\pi} \frac{E_1 E_2}{E_1 + E_2}} = 0{,}423 \sqrt{E} \text{ für gleiche } E.$$

Ist $r_2 = \alpha \,.\, r_1$, so wird

$$r_1 = \left(\frac{C_1}{\sigma}\right)^2 P, \quad \text{wo } C_1 = \frac{3}{2} \sqrt{\frac{\alpha - 1}{\alpha} \frac{1}{2\pi} \frac{E_1 E_2}{E_1 + E_2}} = 0{,}423 \sqrt{\frac{\alpha - 1}{\alpha} \cdot E}.$$

Für Stahl $E_1 = E_2 = 2200$ t/qcm wird $C = 19{,}8$ und für $\alpha = 1{,}1$, 1,08, 1,06, 1,04 wird $C_1 = 5{,}98$, 5,40. 4,72, 3,89. Es wird empfohlen, σ kleiner zu wählen als den entsprechenden Wert bei den Walzen (S. 976), für Stahl vielleicht 3 bis 4 t/qcm.

B. Punktkipplager. In der Regel als Kugelkipplager ausgebildet (Abb. 144 bis 147). In neuester Zeit recht häufig angewendet, besonders bei etwas breiteren Brücken mit nennenswerter Durchbiegung der Endquerträger. In bezug auf die Querbeweglichkeit sind bei den üblichen Ausführungen (Spielräume) die Linienkipplager den Punktkipplagern vorzuziehen (vgl. $\sphericalangle\,\varphi$ Abb. 44 S. 942 sowie Abb. 147).

Abb. 144.

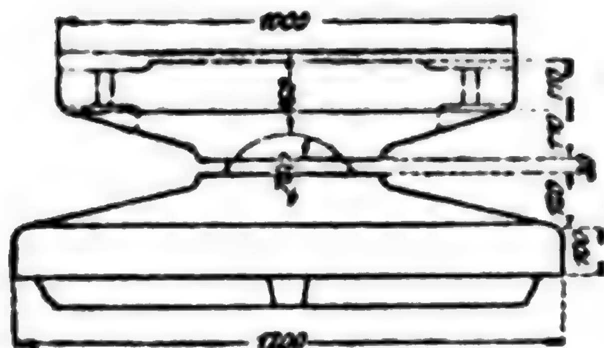


Abb. 145.

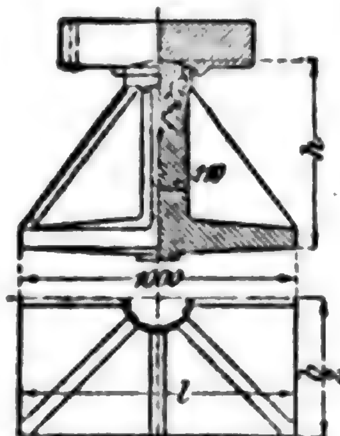


Abb. 146.

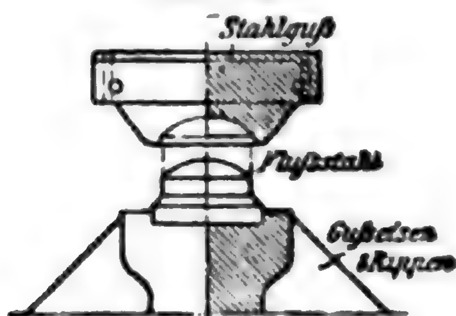
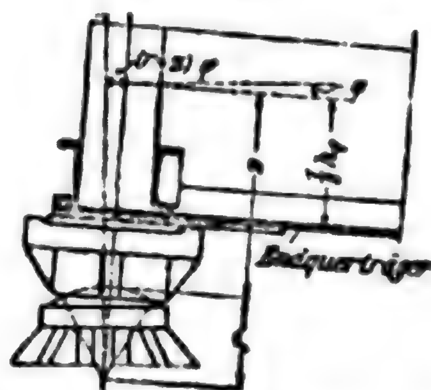


Abb. 147.



Entweder mit demselben Halbmesser der einander berührenden Kugelflächen oder besser mit etwas gröfserem (z. B. 10 %) Halbmesser der hohlen Kugelfläche.

Im ersten Falle mit $\sigma_\varphi = \sigma \cos \varphi$ (Abb. 142) wird

$$A = 0{,}667\, \pi\, r^2 \sigma (1 - \cos^3 \varphi).$$

Im zweiten Falle erhält man bei gleichem E bei Kugel und Schale und mit $m = 3$ nach den Formeln von Hertz[29])

$$\sigma = 0{,}394 \sqrt[3]{A E^2 \left(\frac{r_2 - r_1}{r_1 r_2}\right)^2}.$$

Für $E = 2200$ t/qcm (Stahl) wird $\sigma = 66{,}6 \sqrt[3]{\left(\frac{r_2 - r_1}{r_1 r_2}\right)^2 A}$ und mit $r_2 = \alpha r_1$

$$r_1 = \frac{544}{\sigma} \frac{\alpha - 1}{\alpha} \sqrt{\frac{A}{\sigma}}.$$

Für $r_2 = 1{,}1\, r_1$ bzw. $1{,}05\, r_1$ und $\sigma = 6{,}5$ t/qcm wird $r_1 = 2{,}99 \sqrt{A}$ bzw. $1{,}56 \sqrt{A}$ für $\sigma = 3{,}25$ t/qcm wird entsprechend $r_1 = 8{,}45 \sqrt{A}$ bzw. $4{,}42 \sqrt{A}$.

---

[29]) Hertz, gesammelte Werke Bd. I S. 155; Journal für Mathematik 1882.

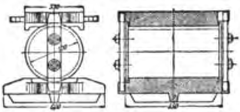
Kugelkipplager sollen nur angewendet werden, wenn für eine Querbeweglichkeit gesorgt ist, was nicht immer beachtet wird (vgl. Abb. 133 links).

Ist $r_1 = r_2$ und liegt die neutrale Schicht des Endquerträgers in der Höhe z über der Kugelfläche, so ist bei einem Winkel φ der Endtangente (vgl. S. 942 u. Abb. 44) die Verschiebung auf jeder Seite $(r + z)\,\varphi$. Als Gesamtgröße der Querbewegung ergibt sich also für beide Auflager zusammen der Betrag $2\,(r + z)\,\varphi$ (Abb. 147).

II. Bewegliche Lager.

Zunächst Walzenlager mit einer oder mehreren Vollwalzen in Aussicht zu nehmen (Abb. 148 bis 152). Bei sehr großen Auflagerkräften Stelzen (Abb. 154) statt Walzen, um gedrungenere Lager zu erhalten.

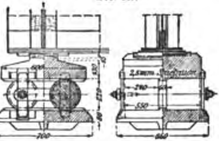
Abb. 148.



Walzen und Stelzen am besten aus Schmiedestahl.

Aufnahme der seitlichen Kräfte (Winddruck) entweder durch seitliche Bunde (Abb. 148) oder nach Abb. 150 (Rillen in Walze, Vorsprünge in den Lagerkörpern). Bunde bzw. Rillen müssen einige Millimeter Spielraum für seitliche Bewegungen haben, wenn nicht anders dafür gesorgt ist.

Abb. 149.



Am besten werden unterer Lagerkörper, Walze und oberer Lagerkörper durch seitlich an der Walze angeschraubte kräftige Flacheisen zwangläufig verbunden. [Bei Lagern mit mehreren Walzen genügt es, diese Verbindung an einer oder zwei Stellen auszuführen (Abb. 150 u. 154). Diese Flacheisen, die in die Walzen eingelassen werden können (Abb. 150 u. 154), greifen wie

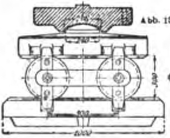
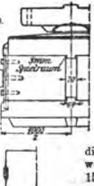
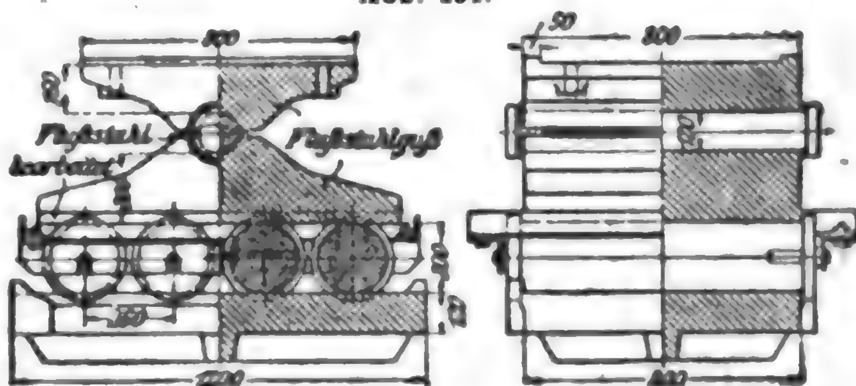


Abb. 150.



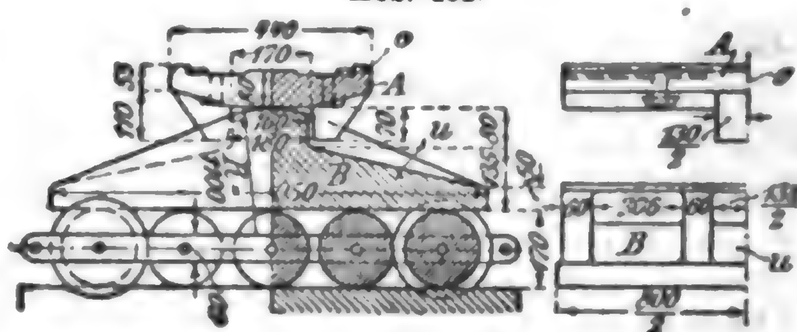
„Zähne" in die Lagerkörper ein und verhindern ein Abrollen und Schiefstellen der Walzen (letzteres bei seitlichen Spielräumen zu befürchten).]

Abb. 151.



Bei mehr als einer Rolle halten wagerechte Flacheisen oder Winkeleisen — bei Walzen je eins, bei Stelzen je zwei übereinander — auf jeder Seite die Walzen bzw. Stelzen parallel und in gleicher Entfernung.

Abb. 152.



Uebliche Durchmesser der Vollwalzen bis 30 cm; ausgeführt bis 40 cm. Eine 30 cm-Walze aus Stahl darf — sichere Kraftverteilung vorausgesetzt — mit 1,6 t/cm belastet werden.

Eine einzelne Walze recht häufig bei Brücken bis 40 m Stützweite. Vorteil: eine besondere Kippvorrichtung wird entbehrlich. Zwei Walzen sind einer gröfseren Anzahl wegen der sichereren Kraftverteilung vor-

Abb. 153.

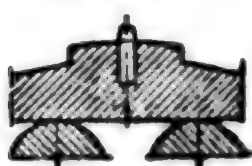


Abb. 154.

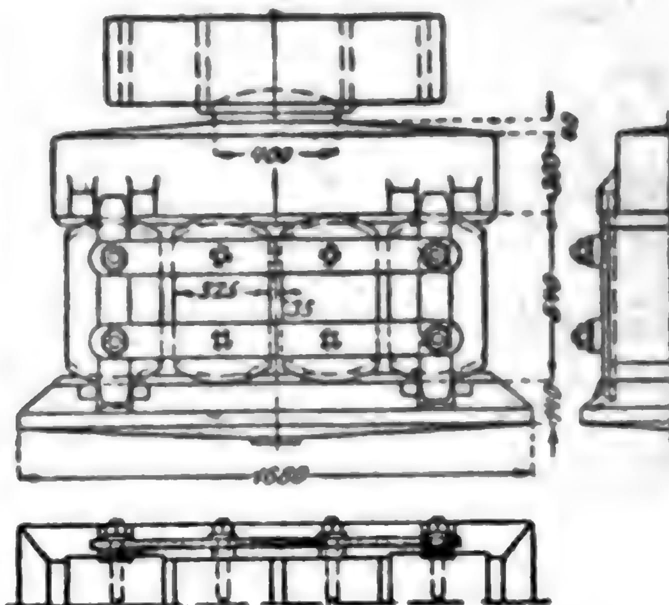
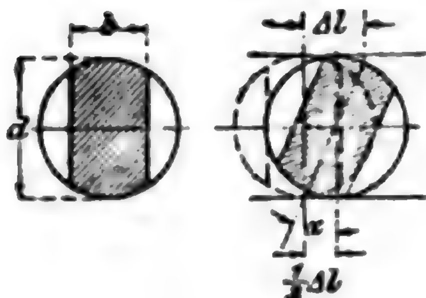


Abb. 155.



zuziehen (Abb. 153). Wenn mit starken Widerlagerverschiebungen zu rechnen (Uferpfeiler bei unzuverlässigem Grunde), wähle man die Walzenentfernung reichlich, damit nicht eine Walze bei starker Verschiebung überanstrengt wird (Abb. 150).

Bei Stelzen (Abb. 155) ist $b \sim {}^1/_2\, d$ üblich.

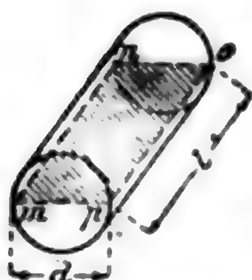
Es ist $\alpha = \triangle\, l \cdot d$, wo $\triangle\, l$ = wagerechter Verschiebung des Lagers.

$b > d \cdot \sin\alpha + s\cos\alpha$, wo s Breite der Berührungsfläche (Bd. I S. 510 ist diese Breite mit b bezeichnet). Für den Zwischenraum c zwischen zwei Stelzen (in Abb. 154 = 35 mm) gilt

$$e > b\,(1 : \cos\alpha - 1).$$

Berechnung der Walzen. Nach den Hertzschen Formeln[39]) *) erhält man für $r = \infty$, $m = 3$ und für P in t/cm

Abb. 156.



$$\sigma = 0{,}598\sqrt{\frac{P E_1 \cdot E_2}{r\,(E_1 + E_2)}} \quad \text{und} \quad d = 0{,}716\,\frac{P}{\sigma^2}\,\frac{E_1 \cdot E_2}{E_1 + E_2}.$$

Für $E_1 = E_2 = E$

$$\sigma = 0{,}423\sqrt{\frac{PE}{r}} \quad \text{und} \quad d = 0{,}358\,\frac{PE}{\sigma^2}$$

und für $E = 2200$ (Stahl)

$$\sigma = 19{,}8\sqrt{P : r} \quad \text{und} \quad d = 787\,P : \sigma^2.$$

Mit der Bezeichnung $\sigma_d = P : d$ (= mittlere zulässige Druckspannung in der Ebene $mnop$ (Abb. 156) erhält man die zulässige Belastung für 1 cm Walze $P = \sigma_d \cdot d$.

Mit $E = 2200$ und	$\sigma =$ 7	6,5	6	5,5	t/qcm
erhält man	$\sigma_d =$ 62,2	53,6	45,7	38,4	kg/qcm.

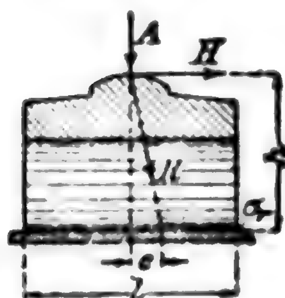
Für eine oder zwei Walzen $\sigma = 6{,}5$, für mehrere Walzen $\sigma = 6$ als zulässig angesehen.

Beispiel: $A = 240$ t; n Walzen; erforderliche Walzenfläche $n \cdot l \cdot d = 240 : 45{,}7 = 5260$ qcm.

Bei 4 Walzen $ld = 1315$ qcm. Es genügt $d = 24$ cm, $l = 56$ cm mit $ld = 1344$ qcm.

Wenn jedoch die Walzen, wie meistens der Fall, die wagerechten Kräfte (Windkräfte) aufnehmen, werden sie ungleichmäfsig beansprucht (in der Regel nicht berücksichtigt).

Abb. 157.



Ist σ_0 die Walzenbeanspruchung, wenn $H = 0$ (Abb. 157), so dürfte man wohl in Ermangelung einer genaueren Berechnungsweise setzen

$$\sigma_r = \sigma_0\left(1 + \frac{6\,e}{l}\right) = \sigma_0\left(1 + 6\,\frac{Hh}{Al}\right).$$

σ_r kann bei kurzen Walzen sehr viel gröfser als σ_0 werden.

Der obere Teil des Lagers, insbesondere die Kippvorrichtung wird wie beim festen Lager ausgeführt. Man beachte, was zu Abb. 147 S. 973 bemerkt worden ist.

Vom Rollenlager ausgeübte wagerechte Kräfte in Brückenlängsrichtung:

Uebereinstimmend mit I. Bd. S. 245 ist $H = \frac{0{,}1}{d}A$; man rechne mit $H = \frac{0{,}2}{d}A$, wo d in cm.

*) Kritik dieser Berechnungsweise s. Bach, Elastizität und Festigkeit 1911 S. 184 bis 189 andere Berechnungsweise s. Otzen, Anhang zur 2. Auflage der Zahlenbeispiele usw. Wiesbaden 1909.

III. Lagerkörper, Fugen und Auflagerquader.

a. Lager der Balkenbrücken.

Baustoff: Gufseisen oder Stahlgufs. Letzterer immer mehr bevorzugt. Besonders der untere Lagerkörper des festen Auflagers und noch mehr die Rollplatte des Walzenlagers sind sorgfältig auf Biegung zu berechnen. Für die Rollplatte oft bedeutende Stärken erforderlich.

Formel für Lagerkörper mit Rippen (Abb. 158):

$$y = \frac{d}{2} + \frac{b\,c\,h}{2\,(a\,d + b\,c)}\,; \quad J = \frac{b}{3}\cdot z^3 + \frac{a}{3}\,y^3 - \frac{a-b}{3}\,(y-d)^3.$$

Ist $y < d$, wird $J = \frac{b}{3}\,z^3 + \frac{a}{3}\,y^3 + \frac{a-b}{3}\,(d-y)^3.$

Beispiel (Abb. 158)

$a = 170$ cm, $l = 180$ cm, $d = 15$ cm, $c = 33$ cm, $h = 48$ cm.

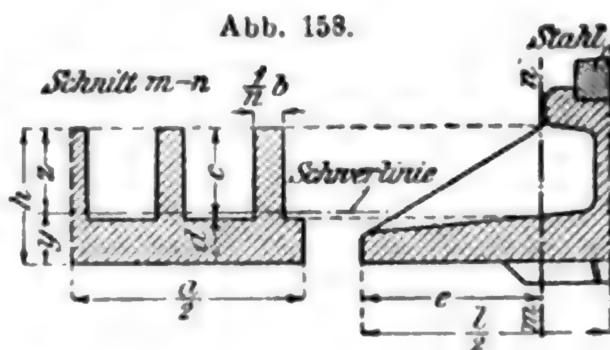
5 Rippen je 9 cm, also $b = 45$ cm, $e = 65$ cm.

$$y = 7{,}5 + \frac{45\,.\,33\,.\,48}{2\,(170\,.\,15 + 45\,.\,33)} = 16{,}3 \text{ cm},$$

$z = 48 - y = 31{,}7$ cm,

$J = 15\,.\,31{,}7^3 + 56{,}7\,.\,16{,}3^3 - 41{,}7\,.\,1{,}3^3 = 772\,000$ cm^4.

Abb. 158.



Für $A = 800$ t wird $M = \frac{A}{l}\cdot\frac{e^2}{2} = \frac{800}{180}\cdot\frac{65^2}{2} = 9389$ tcm,

$$\sigma_o = \frac{9389\,.\,31{,}7}{772\,000} = 0{,}385 \text{ t/qcm}; \quad \sigma_u = \frac{9389\,.\,16{,}3}{772\,000} = 0{,}197 \text{ t/qcm},$$

also Gufseisen statthaft.

Durch Wind- und Bremskräfte oft erhebliche Mehrbeanspruchung der Lagerkörper.

Bei Pfeilern auf unsicherem Baugrunde ist mit grofser geschätzter Verschiebung Δl zu rechnen. Dementsprechende Spielräume und Längenabmessungen des beweglichen Lagers erforderlich. Das Lager mufs auch in verschobenem Zustande berechnet werden.

Aber auch bei gewöhnlichem Baugrunde sind die theoretisch sich ergebenden Spielräume erfahrungsgemäfs zu knapp.

Wo grofse Bewegungen befürchtet werden, mufs man bei einigen Stelzenlagern Vorkehrungen treffen, um die Brücke zwecks Aufrichtens der Stelzen zu heben: besondere Lager zum Ansetzen der Hebeböcke an der Unterseite des Endquerträgers, der hierfür besonders zu berechnen und anzuschliefsen ist.

Es sei $\sigma_a = \frac{A}{F}$ = Pressung der Zementfuge zwischen Lagerkörper und Auflagerquader infolge der senkrechten Auflagerkraft, σ_w die vom wagerechten Auflagerdruck H_w infolge der Windbelastung, σ_b die von der Bremskraft H_b hervorgerufene Randspannung. $\sigma_w = \frac{6\,H_w\,.\,h}{l\,.\,b^2}$; $\sigma_b = \frac{6\,H_b\,.\,h}{b\,.\,l^2}$ (Abb. 145 S. 973).

Bei Auflagerquadern von Granit oder gleichwertigem Baustoff nehme man bei $l \overline{\gtrless} 100$ m, $\sigma_a = 25 + 0{,}25\,l$ kg/qcm. Bei gröfseren Spannweiten σ_a nicht nennenswert mehr als 50 kg/qcm.

Für die Kantenpressung in einer Ecke $\sigma_a + \sigma_w + \sigma_b$ kann eine 20 bis 25 % höhere Spannung zugelassen werden.

Bei Eisenbahnbrücken ganz geringer Stützweite (Stöfse) $\sigma_a = 10$ bis 15 kg/qcm.

Bei festen Lagern mit hohen Lagerkörpern (Abb. 145 S. 973) von eingleisigen Eisenbahnbrücken wird $\sigma_b + \sigma_w$ leicht 0,8 bis 1 σ_a. Nimmt man an, dafs die Kantenpressung gegenüber σ_a um 100 % erhöht wird und dafs sie den Wert $25 + 0{,}25\,l$ um 20 % überschreiten wird, so erhält man zur überschläglichen Bestimmung der Grundfläche hoher Lagerstühle des festen Lagers $A : F = 15 + 0{,}15\,l$.

Bei einer Zugstellung mit der Lokomotive gegen das bewegliche Lager bremsend, wird $\sigma_w + \sigma_b$ oft gröfser als σ_a, so dafs Zugspannungen entstehen. Um Lockerung der Fuge zu vermeiden, ist in solchen Fällen die Grundfläche des Lagerstuhles zu vergröfsern bzw. der Lagerkörper des festen Auflagers unter Verzicht auf dieselbe Höhenlage der Auflagersteine an beiden Widerlagern niedriger auszubilden.

Die Zementfuge unter den Lagerkörpern kann untergossen werden, wird aber oft besser unterstopft (gilt auch für Fuge unter Quader). Beim Stopfen mindestens 20 mm Fugenstärke.

In einzelnen Fällen werden grofse Lagerkörper auch unter Einschaltung einer dünnen Hartbleieinlage auf ein fest abgebundenes Mörtelbett gesetzt. Wenn schnelle Erhärtung nötig, kann mit geschmolzenem Hartblei statt mit Zement untergossen werden.

In neuester Zeit auch Auflagerquader mitunter ganz fortgelassen.

Im Betonwiderlager an den betreffenden Stellen dann fettere Mischung mit Eiseneinlagen.

Auflagerquader aus einem Stück bis über 2 m im Quadrat ausgeführt.

b. Lager der Bogenbrücken.

Kipplager, vergleichbar mit dem festen Auflager der Balkenbrücken. Jedoch sind einige oder sämtliche folgenden weiteren Ansprüche zu erfüllen.

Abb. 160.

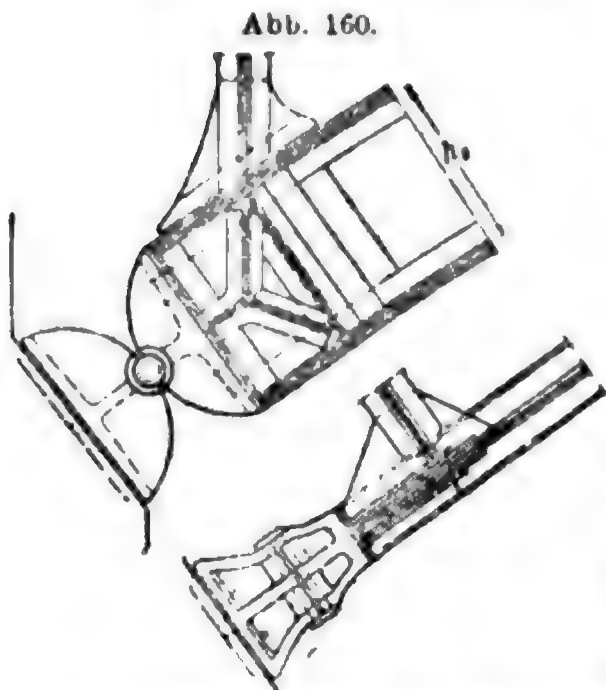
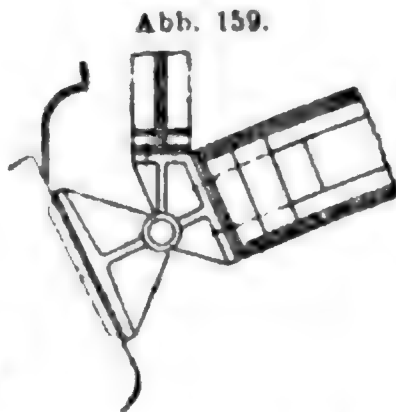


Abb. 159.



1. Der untere Lagerkörper mufs mit Rücksicht auf die wechselnden Kämpferdruckrichtungen so gestellt werden, dafs die Pressungen gegen den Auflagerstein am oberen und unteren Rande gleich sind.

2. Bei stark wechselnder Kämpferdruckrichtung ist die Länge des Lagerkörpers gröfser als die Breite und die Höhe nicht unnötig grofs zu wählen.

3. Der untere Lagerkörper bzw. der Kippbolzen sollen womöglich verstellbar sein in der Richtung der Bogenachse und senkrecht dazu (nicht in Abb. 159 u. 160 vorgesehen). Verstellbarkeit durch Keile oder Schrauben. Sie ist nicht immer leicht zu vereinbaren mit der sicheren Aufnahme der seitlichen Windkräfte.

Behufs Einbringens von der Seite, wenn Bogen auf dem Gerüst steht, fehlen oft Kreuzrippen an Unterseite des unteren Lagerkörpers.

4. Wassersäcke zwischen Rippen des unteren Lagerkörpers vermeiden (nicht vermieden in Abb. 159 u. 160). Deshalb obere Seite des Lagerkörpers u. Umst. besonders ausgebildet.

5. Die Endpfosten sind behufs guter Uebertragung seitlicher Windkräfte durch die Verkreuzung über den Bolzen zu stellen (Abb. 159).

4. Raumverbände.

a) Windverbände, Queraussteifungen.

Die als Windverbände bezeichneten wagerechten Verbände dienen zur Aufnahme der senkrecht zur Brückenachse wirkenden wagerechten Kräfte und zur Sicherung gedrückter Gurte gegen seitliches Ausknicken. Je nach Erfordernis ein oder mehrere durchgehende Windverbände. Jeder Gurtknotenpunkt, der nicht gleichzeitig Knotenpunkt eines Windträgers ist, mufs in der Regel an einen solchen mittels einer biegungsfesten oder fachwerkartigen Queraussteifung angeschlossen werden (Gesamtanordnung Abb. 161 bis 166). Der Windträger kann eben oder tonnenförmig sein. Soweit möglich, werden bereits vorhandene Konstruktionsteile als dessen Glieder benutzt: Als Gurte des Windträgers wird in der Regel ein Hauptträgergurtpaar verwendet, und für Windverbände in der Fahrbahnhöhe sind die Querträger meistens auch Windträgerpfosten. Bei Bogenbrücken mit Fahrbahn unten müssen jedoch oft besondere Windträgergurte angebracht werden. Wird nur ein Windverband angebracht, so versucht man, diesen in Fahrbahnhöhe anzubringen, was jedoch nicht immer möglich (vgl. Abb. 166). Man hat hier den Nachteil grofser senkrechter Mehrbelastungen des Hauptträgers auf der Leeseite.

Abb. 161.

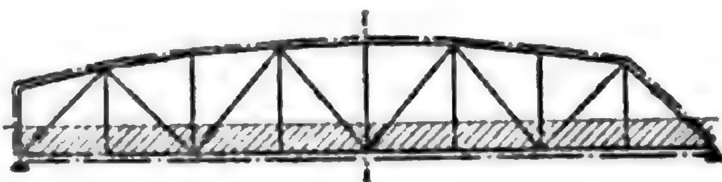


Abb. 162.

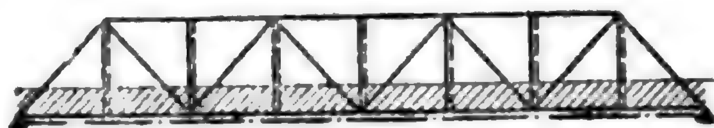


Abb. 163.

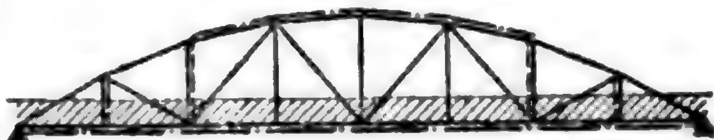


Abb. 164.

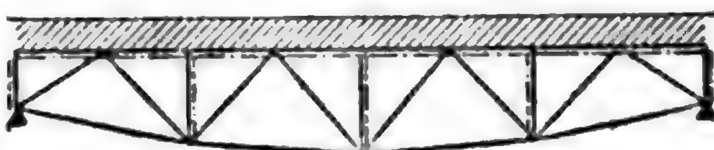


Abb. 165.

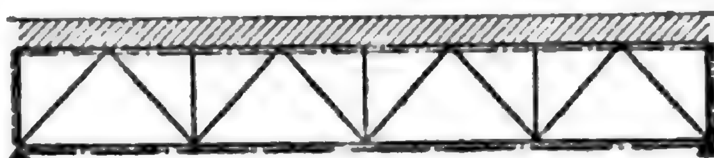
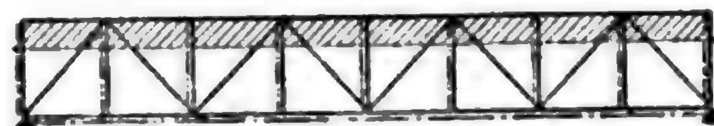
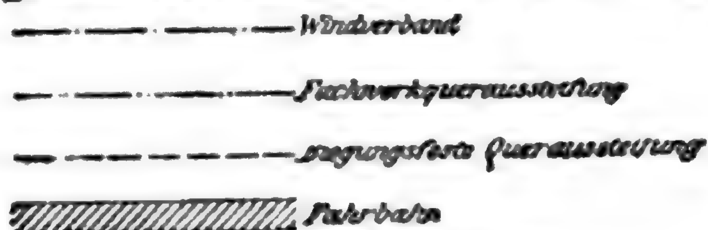


Abb. 166.





Liegt bei Gerberträgern der Windverband nicht in der Höhe des Hauptträgergelenkes, mufs er so ausgebildet werden, dafs das Hauptträgergelenk nicht in seiner Wirksamkeit behindert wird (Abb. 178).

Betreffend die besonderen Gesamtanordnungen des Windverbandes bei den verschiedenen Arten der Bogenbrücken wird auf Schaper[16]) verwiesen.

Der bequemen Bauausführung wegen verzichtet man meistens darauf, die Ebene des Windverbandes in der Schwerpunkthöhe der als Windträgergurte dienenden Hauptträgergurte anzubringen. Die letzteren werden durch den Windverband also exzentrisch beansprucht.

Auch bei gekreuzten Winddiagonalen zwischen steifen Pfosten verwende man steife Profile, wenn Mangel an Höhe nicht zur Verwendung von Flacheisen zwingt. Die Dehnungen bzw. Verkürzungen, welche die Gurte als Hauptträgerglieder erfahren, verursachen Spannungen in den gekreuzten Winddiagonalen.

Sind σ_g Gurtspannung, σ_d Diagonalspannung, d und g die entsprechenden Stablängen, so ist annähernd $\sigma_d = \sigma_g \left(\frac{g}{d}\right)^2$ (Vianello[10]).

Bei kleineren und mittleren Stützweiten werden tonnenförmige Windverbände meistens abgerollt als ebene Träger berechnet. Betreffs genauerer Berechnung s. Müller-Breslau.[30])

Abb. 167 bis 173 am häufigsten vorkommende Windverbände. Die Anordnung des Endfeldes Abb. 167a wird der Anordnung 167b vorgezogen, wenn der Anschlufs infolge der Auflagerkonstruktionen usw. Schwierigkeiten verursacht.

Abb. 167.

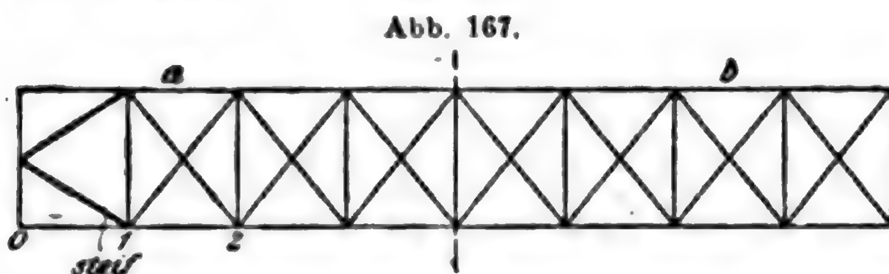
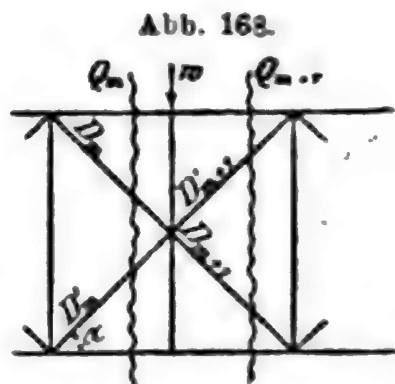


Abb. 168.



Anordnung Abb. 168, wenn Breite im Verhältnis zur Feldweite grofs.

Genügende Ausbildung des Kreuzungsknotenpunktes vorausgesetzt, ist dieses System auch bei Flacheisendiagonalen steif, allerdings dann von veränderlicher Gliederung. Bei Aenderung der Querkräfte in den Punkten 1, 3 usw. erhält man im allgemeinen in jedem Doppelfelde drei gezogene und eine unwirksame Halbdiagonale.

In Abb. 168 ist bei Flacheisendiagonalen

$$D_m = \frac{Q_m}{\sin\alpha}; \quad D'_m \text{ wird schlaff,}$$

$$D_{m+1} = \frac{Q_m + Q_{m+1}}{2\sin\alpha}; \quad D'_{m+1} = \frac{Q_m - Q_{m+1}}{2\sin\alpha} = \frac{w}{2\sin\alpha},$$

wo w eine Knotenpunktslast ist.

[30]) Müller-Breslau, Beiträge zur Theorie der Windverbände eiserner Brücken. Z. f. B. 1904 u. 1905.

Abb. 169 bei breiten Brücken im Baustoffverbrauch sparsam. Nachteil: Die beiden Hauptträger werden nicht genau gleich (unbequem für Einzelzeichnung wie für Werkstatt).

Anordnung Abb. 170 tritt bei breiten Brücken in Wettbewerb mit Abb. 168. Besonders häufig bei nicht in der Fahrbahn befindlichen

Abb. 169.

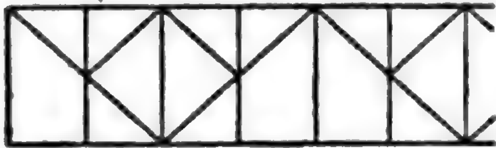
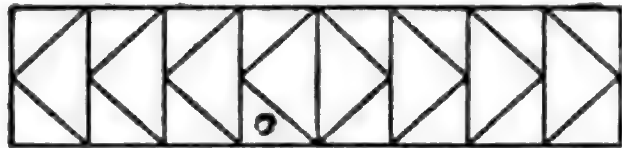


Abb. 170.



Windverbänden. Vorteil: Alle Stäbe, auch die Pfosten, erhalten geringe Knicklängen. Nachteil gegen Abb. 168: Alle Diagonalen **müssen** knicksicher sein.

Abb. 171.

Es ist (Abb. 171):

$$G_m = -G'_m = -\frac{M_{m-1}}{b},$$

$$D_m = -D'_m = -\frac{Q_m}{2\sin\alpha},$$

$$V_m = Q_a - \frac{Q_m}{2};\quad V'_m = -Q_b + \frac{Q_m}{2}.$$

Abb. 172 für grofse Feldweite. Die Windträgerknotenpunkte liegen aufserhalb der Hauptträgerknotenpunkte (Abb. 174), die Knicklänge der Winddiagonalen wird möglichst gering, und für den Fall gedrückter Gurtungen wird die seitliche Knicklänge dieser auf die Hälfte verkleinert.

Abb. 172.

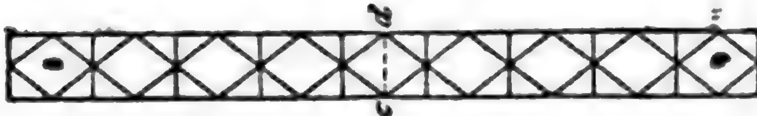


Abb. 174.

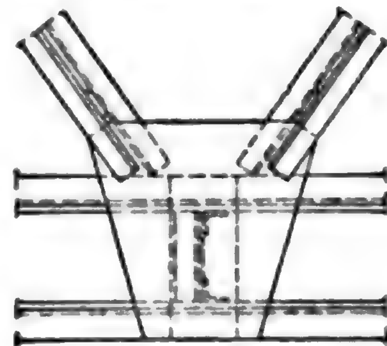


Abb. 173.

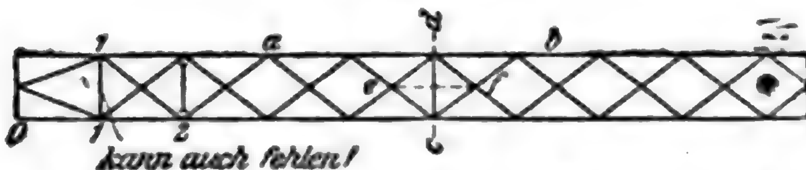


Abb. 173 entsteht durch Weglassen der Pfosten aus Abb. 167a. Oft im oberen Windverband bei Fahrbahn unten verwendet, auch zweckmäfsig in der Fahrbahnebene bei der Anordnung einer frei eingehängten, im Verhältnis zu den Hauptträgern längsbeweglichen Fahrbahn (Bauart Harkort, S. 984).

Abb. 172 u. 173b haben den Stab *c—d* oder auch *e—f* bzw. einen sonst geeigneten Ersatzstab nötig, damit sie steife Systeme bilden.

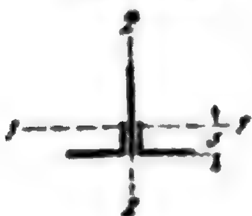
Abb. 173a hat, wenn Stab 1—1 eingezogen, schon ohne eine Verbindung *e—f* einen überzähligen Stab.

Winddiagonalen in der Ebene der Fahrbahn können bei kleineren und mittleren Spannweiten wegfallen, wenn eine hinreichend steife

Fahrbahntafel vorhanden ist, insbesondere Buckelplatten und ebene Bleche, die an Bauteile angeschlossen sind, die als Windträgergurte dienen können.

Querschnitt der Winddiagonalen. Besonders bei den Windverbänden in der Fahrbahn sehr häufig zwei dicht zusammenliegende Winkeleisen ⅃L.

Abb. 175.



Der Querschnitt Abb. 98 Nr. 3 S. 955 ist für Knick vorteilhafter, läfst sich jedoch wegen Mehrbedarfes an Höhe nicht immer verwenden. Bei grofsen Längen spart man gegenüber dem ⅃L-Querschnitt erheblich an Eisengewicht (etwa 30%), wenn ein Querschnitt nach Abb. 175 gewählt wird.

Bei grofsen Stablängen sind stark gespreizte Querschnitte am Platze, die aufserdem Widerstand gegen Durchbiegung besitzen.

Abb. 176a bis c, Diagonale nebst Schnittpunkt mit dem zugehörigen gekreuzten Stabe. Abb. 177 Anschlufskonstruktion, welche ermöglicht,

Abb. 176a.

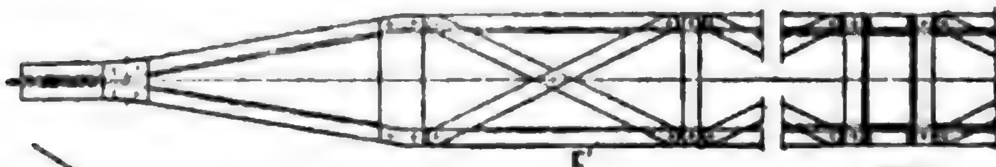
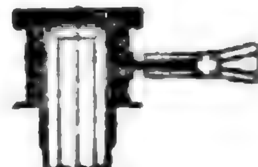


Abb. 177.



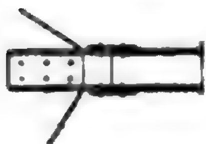


Abb. 176b.

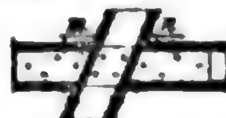


Abb. 176c.

dafs beide Hauptträger sich verschieden stark durchbiegen, ohne dafs Biegungsmomente in der Querkonstruktion entstehen.

Abb. 178a u. b,[25]) Ueberführung des Windverbandes über das bewegliche Gelenk eines Gerberträgers (vgl. Abb. 131 S. 968) (Untersuchung des Knotenbleches auf Festigkeit erforderlich!) (Abb. 178c).

Abb. 178a.

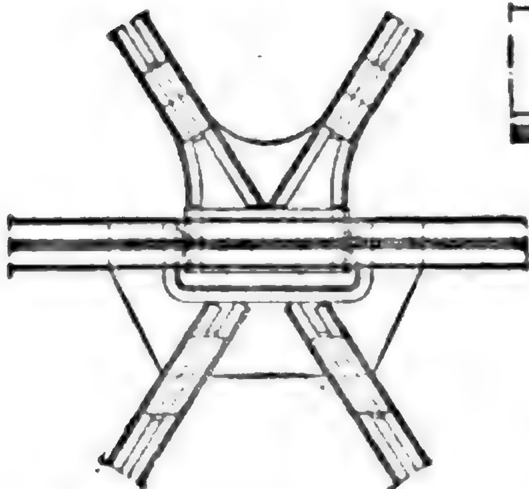


Abb. 178b.

Abb. 178c.

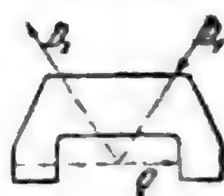
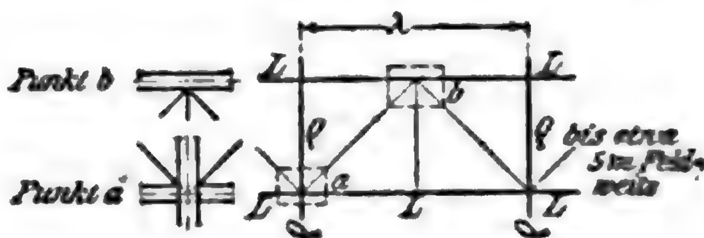


Abb. 179.



Aufser dem Hauptwindverband braucht man bei Eisenbahnbrücken mit Querschwellenoberbau einen besonderen Verband zwischen den Längsträgern zur Sicherung der Knickfestigkeit des **Längsträgerobergurtes** und insbesondere auch zur Aufnahme der Seitenstöfse der Fahrzeuge (Abb. 179 bis 182). Die Feldweite, bei der ein solcher

Verband erforderlich ist, richtet sich nach der seitlichen Steifigkeit der Längsträger. Bei gewöhnlichen I-Trägern Grenze etwa 2,5 m, als wagerechter Stofs wird oft $^1/_4$ einer Achsenlast, also 4 bis 5 t angenommen, in neuerer Zeit auch 6 t.

Abb. 179 bis etwa 5 m Feldweite. Soweit es darauf ankommt, **seitliche** Kräfte aufzunehmen, dürfen die Stäbe im Punkte *b* nach Abb. 179b zusammenlaufen, wodurch das Knotenblech etwas kleiner wird. Abb. 182 hat den Vorteil, dafs kein Windträgerknotenblech in eine Ecke kommt.

Abb. 183 nach Schaper[16]) ungleichschenkliges Winkeleisen als Knotenblech (Punkt *b*, Abb. 182). Knotenblech meist an dem schrägen

Abb. 180.

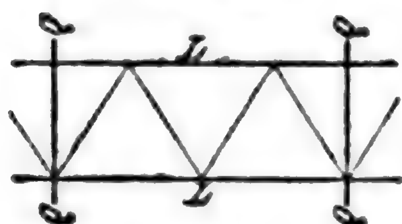


Abb. 181.

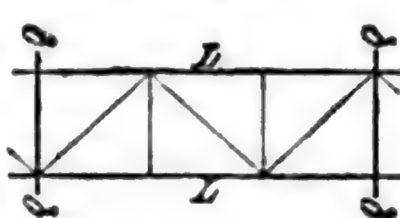
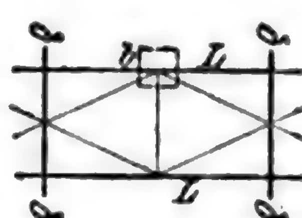
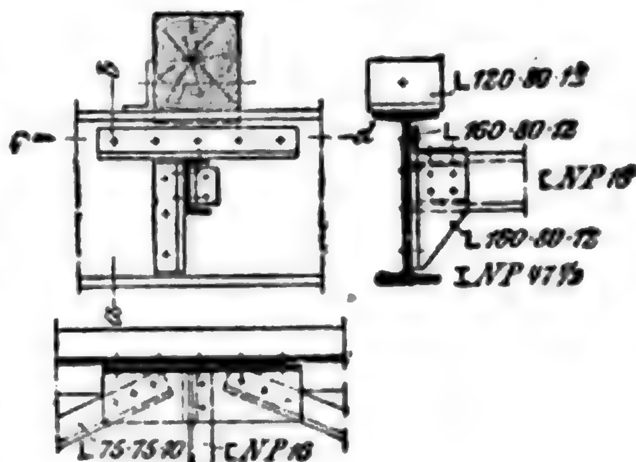


Abb. 182.



inneren Flansch des Längsträgerobergurtes befestigt, und zwar entweder bei einer der Flanschneigung entsprechenden geringen Abbiegung des Knotenbleches (Abb. 186b u. c), oder unter Zuhülfenahme eines keilförmigen Futters.

Abb. 183.



Berechnung von ebenen Windverbänden. Es wird verwiesen auf die Abhandlung von Kommerell.[31])

b) Bremsverbände.

Erforderlich bei Eisenbahnbrücken mit Querschwellenoberbau.

Bei ganz kleinen Brücken kann man annehmen, dafs die Bremskräfte durch die Schienen allein über die Brücke hinweg auf die angrenzende Bettung übertragen werden.

Abb. 184.

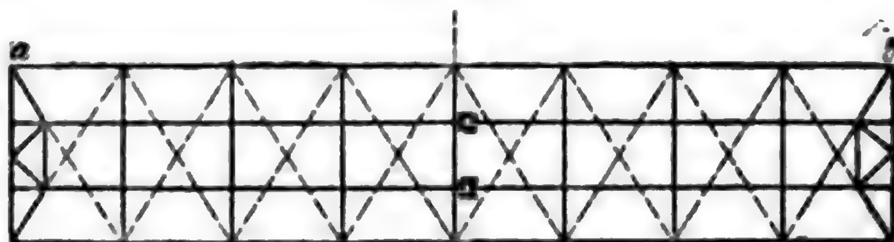


Abb. 184. Bremsverband an jedem Brückenende. Damit die Spannkräfte des Hauptträgergurtes nicht durch die steifen Endverbände teilweise auf die Längsträger übertragen werden, ist in der Mitte ein Längsträgerauszug angebracht.

[31]) Tafeln zur Berechnung ebener Windverbände eiserner Brücken von Kommerell, Zentralbl. Bauv. 1911 S. 257, ferner Sonderdruck, Berlin 1911, Verlag von W. Ernst & Sohn.

Bei kleinen Brücken wird der Längsauszug weggelassen. Bei Fahrbahn unten kann mit einer gewissen Nachgiebigkeit der gewöhnlichen Längsträgeranschlüsse gerechnet werden, so dafs, trotz Endverbände, nicht allzu grofse Zugkräfte aus den Hauptträgeruntergurten auf die Längsträger übertragen werden.

Abb. 185.

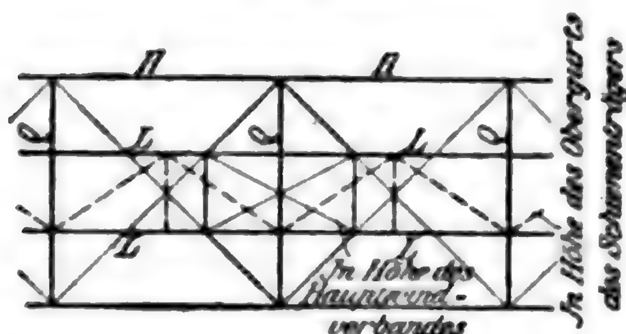


Abb. 185. Ein einziger Verband in der Mitte. Abb. 186a bis c.[32]) Einzelheiten dazu. Bei dieser Anordnung erhalten die Querträger an den Brückenenden seitliche Biegungsbeanspruchungen (vgl. c).

c) Verbindung von Fahrbahn und Hauptträger.

Bei fester Verbindung zwischen Quer- und Hauptträgern werden die in der Mitte durch die Längsträger festgehaltenen Querträger durch die Längenänderung der Gurte seitlich verbogen. Eine Abhülfe (erfahrungsgemäfs nicht immer erforderlich) z. B. durch Längsträgerauszüge (Abb. 184) oder durch eine frei eingehängte Fahrbahn, Bauart Harkort, möglich.[33])

Abb. 186b. Abb. 186a.

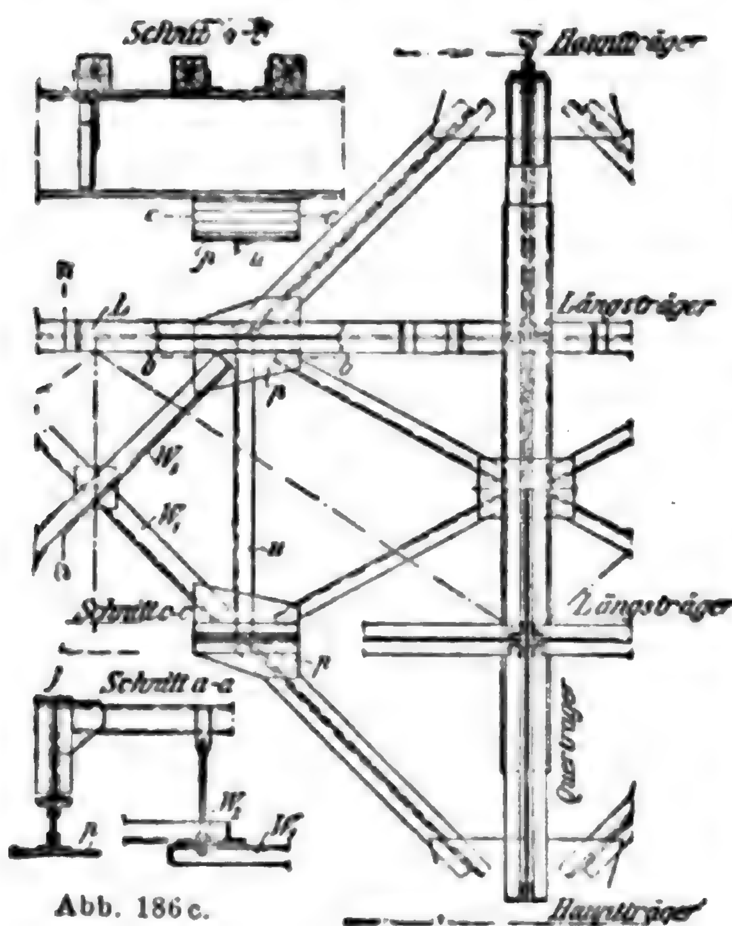


Abb. 186c.

Durch biegungsfeste Verbindung von Quer- und Hauptträger in der Querrahmenebene entstehen Zwängungsspannungen, verbunden mit einer Verdrehung der ganzen Brückenkonstruktion, wenn durch Nutzlast und senkrechte Mehrbelastung infolge Winddruckes verschiedene Durchbiegungen beider Hauptträger hervorgerufen werden. (Bei zweigleisigen Eisenbahnbrücken Mehrbelastung $= P \cdot \frac{\text{Gleisentfernung}}{\text{Brückenbreite}}$ im regelmäfsigen Betriebe!) Diese Zwängungsspannungen werden meistens mit der Spannweite zunehmen. Abhülfe hiergegen besonders bei Bogenträgern mit Zugband die Harkortsche Bauart:[33]) Der Windträger, etwa wie Abb. 173 S. 981, ohne Pfosten. Die Quer-

[32]) Nach Ausführungen der Brückenbauanstalt Gustavsburg.

[33]) Näheres in der Veröffentlichung der Gesellschaft Harkort-Duisburg: Die Entwicklung der Fachwerkbrücke mit aufgehobenem Horizontalschub, verbunden mit der freischwebend aufgehängten Fahrbahntafel.

träger sind gelenkartig aufgehängt in steifen, oder fest verbunden mit hinreichend biegsamen Hängestangen, und sind in den Windträger frei eingehängt (angedeutet Abb. 173 S. 981 Punkt 2) und übertragen durch Drucklager die wagerechten Kräfte der Fahrbahn auf die Windträgerknotenpunkte.

Oefters, z. B. in Rufsland, sind auch freie, auf den Untergurt gelenkartig gelagerte Querträger ausgeführt, die keinen Bestandteil des Querrahmens bilden.

In beiden Fällen Anschlufs des Windverbandes zweckmäfsig nach Abb. 177 S. 982.

d) Steife Rahmen zur Aufnahme der vom **oberen Windverbande** zu übertragenden wagerechten Querkraft.

Betreffs eingehender statischer Untersuchung vgl. Müller-Breslau[34]) und Björnstad.[35])

Nimmt man die Windkraft nach Abb. 187 angreifend und die wagerechte Auflagerkraft auf beide Auflager verteilt an, so ist die Normalkraft des Riegels $= 0$ und das Moment in dessen Mittelpunkte O auch $= 0$. Es bleibt dann nur eine statisch unbestimmte Gröfse, als welche Q_0 gewählt werde.

Abb. 187.

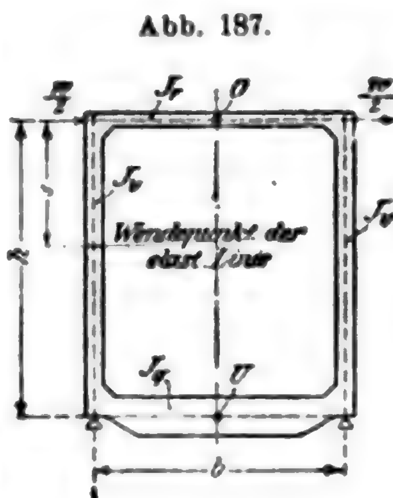


Abb. 188a.

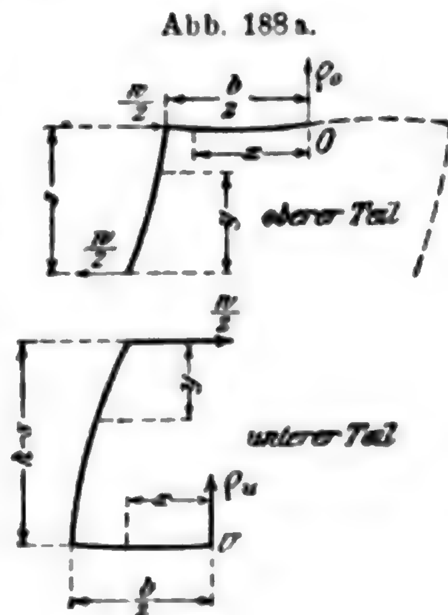


Abb. 188b.

Wenn die unveränderlich angenommenen Gröfsen J_q, J_v und J_r sich auf Querträger, Ständer bezw. Riegel beziehen, so ist nach Vianello[10]) (Abb. 188)

$$Q_o = W \cdot \frac{h}{b} \cdot \frac{3\,h : J_v + b : J_q}{b : J_r + 6\,h : J_v + b : J_q},$$

$$Q_u = W \cdot \frac{h}{b} - Q_o$$

und der Wendepunkt der elastischen Linie des Ständers liegt in einer Entfernung s von oben, wo

$$s = \frac{b \,.\, Q}{W} = h \cdot \frac{3\,h : J_v + b : J_q}{b : J_r + 6\,h : J_v + b : J_q}.$$

Die entsprechenden Biegungsmomente sind $Q \,.\, x$ bzw. $\frac{W}{2} \cdot y$.

Q und s werden nach diesen Formeln genau genug ermittelt, auch wenn die angreifende Kraft W und die wagerechte Auflagerkraft in anderer Weise auf die beiden Seiten verteilt ist, z. B. beide allein links angreifen. Bei senkrechter Belastung des Querträgers

---

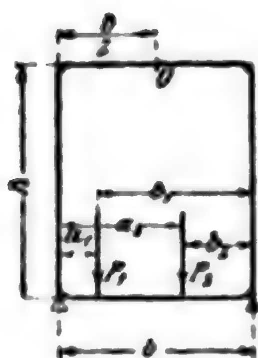
34) Müller-Breslau, Neuere Methoden der Festigkeitslehre und Statik der Baukonstruktionen. 3. Aufl. Leipzig 1904.

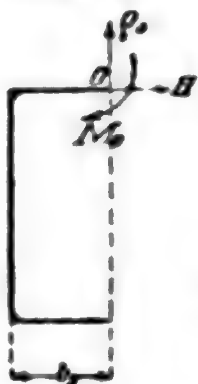
35) E. Björnstad, Die Berechnung von Steifrahmen. Berlin 1909.

mittels Einzellasten sind folgende Formeln[35]) zweckmäfsig (Abb. 189 u. 190):

$$H = \Sigma \frac{P\,b\,a}{2\,h} \cdot \frac{R - G}{R\,N - G^2}, \qquad M_0 = \Sigma \frac{P\,b\,a}{2} \cdot \frac{G - N}{R\,N - G^2},$$

Abb. 189. Abb. 190.





$$Q_0 = \Sigma \frac{P\,b\,a\,(b - a)}{O\,l^3}.$$

Hierbei ist

$$N = b + \frac{2\,h}{3} \cdot \frac{J_q}{J_v}; \quad G = l + h \frac{J_q}{J_v};$$

$$O = l + 6\,h \frac{J_q}{J_v} + l \cdot \frac{J_q}{J_r}$$

und

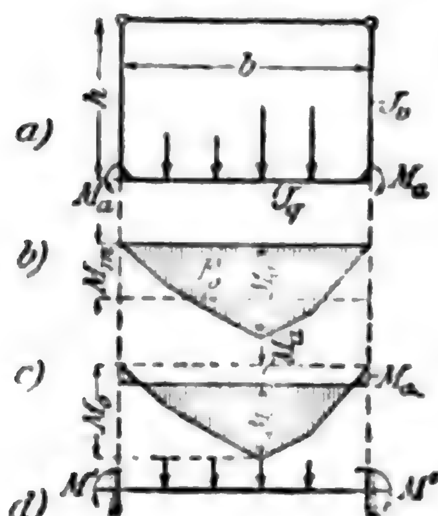
$$R = l + 2\,h \frac{J_q}{J_v} + l \cdot \frac{J_q}{J_r}.$$

Für eine über den Querträger gleichmäfsig verteilte Belastung p der Längeneinheit erhält man mit denselben Bezeichnungen

$$M_0 = \frac{p\,l^2}{12} \cdot \frac{G - N}{R\,N - G^2}; \qquad H = -\frac{p\,l^3}{12\,h} \cdot \frac{R - G}{R\,N - G^2}.$$

Ist in jedem Felde ein geschlossener Querrahmen vorhanden, so erhält man unter Benutzung dieser Formeln für sämtliche Querträger etwas geringere Momente infolge der unmittelbaren Belastung, als wenn man sie als frei aufliegende Träger berechnet. Häufig kann genau (Abb. 177 S. 982) oder genau genug $J_r = 0$ gesetzt werden.

Abb. 191.

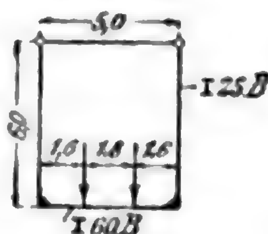


Es empfiehlt sich dann folgender Rechnungsgang (vgl. auch Melan, Brückenbau III S. 227)[11]):

Es sei $M_m = {}^1/_2\,(M' + M'') = F_0 : b$ das arithmetische Mittel der Einspannungsmomente bei vollkommener Einspannung (Abb. 191 d) und beliebiger Belastung. F_0 hierbei Inhalt der Momentenfläche M_0 des frei aufliegenden Querträgers (Abb. 191 b).

Das auf beiden Seiten gleiche, wirklich vorhandene und den Querträger entlastende Einspannungsmoment des Querträgers bezw. Ständers ist dann

Abb. 192.



$$M = M_m : \left(1 + \frac{2}{3}\,\frac{h}{b}\,\frac{J_q}{J_v}\right)$$
(Abb. 191 c).

Beispiel (Abb. 192).

$J_q = 179\,303$; $J_v = 12\,066$.

Man erhält

$$F_0 = P \,.\, 1{,}6 \,.\, 3{,}4;$$
$$M_m = P \,.\, 1{,}6 \,.\, 3{,}4 : 5.$$

$$M_a = P \cdot \frac{1{,}6 \,.\, 3{,}4}{5} : \left(1 + \frac{2}{3}\,\frac{6}{5}\,\frac{179\,303}{12\,066}\right) = P \,.\, 0{,}0844,$$

also 5,3 % des Momentes $M_0 = P \,.\, 1{,}6$ bei freier Auflagerung.

Bei gleichmäfsig verteilter Belastung p t/m erhält man für dasselbe Beispiel $M_m = \frac{p\,l^2}{12}$ und $M_a = \frac{p\,l^2}{12} : 14{,}9 = \frac{p\,l^2}{179}$, also $\sim$ 4,5 % von M_0.

Die günstige Wirkung von M_a bei der Querträgerberechnung meistens nicht berücksichtigt. Bei der Ständerberechnung sowie bei der Ausbildung des Anschlusses zwischen Ständer und Querträger ist M_a zu beachten.

e) Seitensteifigkeit offener Brücken.

Genaue Ermittlung des Sicherheitsgrades mittels geschlossener Formeln im allgemeinen nicht möglich. Eingehende Untersuchungen s. [36]), [37]), [38]), [39]) und [40]).

Nach Engeſser[36]) u. [38]) (S. 152) hat man für das Trägheitsmoment der Vertikalen (Abb. 193)

Abb. 193.

$$J_v = \frac{n^2 . P^2 . a . J_q . h^3}{12\,E^2 . J_g . J_q - 1{,}5\,n^2 . P^2 . a . h^2 . b} \quad . \quad (1)$$

Hierin ist P die Spannkraft des Obergurtes, a die Feldweite und n der Sicherheitsgrad. Engeſser empfiehlt als h das Mittel der Strecken $\overline{ab}$ und $\overline{ac}$.

Bei sehr steifen Querträgern (J_q genau genug $= \infty$) erhält man

$$J_v = \frac{n^2 P^2 a h^3}{12\,E^2 J_g} \quad . \; . \; . \quad (2)$$

Haben die Ständer besondere Druckkräfte V auszuhalten, so ist $J_v - J_1$ statt J_v zu setzen, wo

$$J_1 = \frac{n\,V_v^2}{\pi^2 E} \text{ (Abb. 193).}$$

Diese Formeln sind zunächst für Parallelträger entwickelt. Aus Formel (2) erhält man für den Sicherheitsgrad n den Ausdruck

$$n = \frac{E}{Ph}\sqrt{\frac{12\,J_g J_v}{a h}} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (3)$$

Dieser Ausdruck ist in Preuſsen vorgeschrieben mit $h = \overline{ab}$ (Abb. 193), (Erlaſs 8. Nov. 1892).

Aus der Formel (1) erhält man

$$n = \frac{E}{Ph}\sqrt{\frac{12\,J_g J_v}{a h}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + 1{,}5 . (b:h) . (J_v:J_q)}} \qquad (4)$$

Die Ausdrücke (3) und (4) sind in den Vorschriften für Brücken der Schutzgebietsbahnen von 1908 vorgeschrieben und zwar (4) für Brücken mit nicht sehr steifen Querträgern.

Die Formeln (1) bis (4) setzen voraus, daſs die Gurtung gerade und P und J_g unveränderlich ist. Sind P und J_g veränderlich, so sind jedesmal die Mittelwerte der zwei Gurtstäbe, die an den betreffenden Rahmen anstoſsen, einzusetzen. Bei vieleckigen Gurtungen ersetzt man a durch die mittlere Gurtstablänge (nicht in den preuſsischen Bestimmungen vorgeschrieben).

Häufig ist folgende Rechnungsweise vorzuziehen (Engeſser); [37]) Bedeutet P_k die Knickkraft der Gurtung in der Trägermitte und A die Rahmensteifigkeit, d. h. die Kraft, die erforderlich ist, um die Ver-

---

[36]) Engeſser, Zentralbl. Bauv. 1884 S. 415.
[37]) Engeſser, Zentralbl. Bauv. 1909 S. 172.
[38]) Engeſser, Zusatzkräfte und Nebenspannungen. Berlin 1892.
[39]) Zimmermann, Die Knickfestigkeit der Druckgurte offener Brücken. Berlin 1910.
[40]) Müller-Breslau, Graph. Stat. d. Baukonstr. Bd. II₁₁, Abschn. 4.

(schiebung des oberen Rahmenendes um $\delta = 1$ cm hervorzurufen Abb. 194), so ist

$$P_k = 2\sqrt{E J_g A : a} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (5)$$

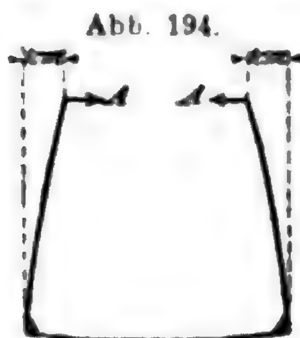


Abb. 194.

wo $A = E : \left(\frac{h^2 b}{2 J_q} + \frac{h^3}{3 J_v}\right)$;

statt J_v ist bei Druckbeanspruchung des Ständers wie vorher $J_v - J_1$ zu setzen.

Dieser Ausdruck ist genau für Parallelträger mit starren Endrahmen, wenn J_g, A sowie die Gurtkraft unveränderlich sind, und hinreichend genau bei veränderlicher Gurtkraft, wenn J_g und A nach aufsen in demselben Verhältnis wie die Gurtkraft P abnehmen. Da dies in der Regel nicht der Fall ist, bietet die Formel (5) meistens überschüssige Sicherheit.

Formeln (1) bis (5) setzen voraus, dafs das seitliche Trägheitsmoment der Gurtung reichlich grofs ist und mindestens der 1,8fachen Feldlänge genügt. Ist J kleiner, erhält man zu günstige Resultate. Wenn J gerade für die einfache Feldweite genügt $\left(J = \frac{Pa^2}{\pi^2 E}\right)$, so erhält man die gleiche Steifigkeit, als ob in allen Knotenpunkten Gelenke wären. Statt Formel (5) erhält man dann für das Mittelfeld

$$P_k = \frac{A a}{4} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (5a)$$

Bei Trägern mit vieleckigen Gurtungen kann man in Formel (5) für A einen abgeschätzten Mittelwert A_m einführen:

$$A_m = \frac{1}{\alpha_m}, \quad \text{wo } \alpha_m = \frac{1}{m} \Sigma\alpha \text{ und } \alpha = \frac{1}{A} \text{ ist.}$$

Sicher geht man, wenn man für A den Kleinstwert in der Trägermitte einführt.

Die Formeln (1) bis (4) setzen auch voraus, dafs die den n-fachen Gurtkräften $n \cdot P$ entsprechenden Spannungen die Elastizitätsgrenze nicht überschreiten, und der Ausdruck (5) ist nur gültig, wenn die Knickspannung $\sigma_k = \frac{P_k}{F}$ innerhalb der Elastizitätsgrenze bleibt.

Ueberschreitet wie gewöhnlich σ_k die Elastizitätsgrenze, so liefern die Formeln einen höheren Sicherheitsgrad als den wirklichen, wenn nicht andere zu günstige Annahmen ausgleichend wirken, und E ist genau genommen durch den Knickmodul T zu ersetzen, wo

$$T = \sigma_k \left(\frac{K - \sigma_k}{\pi C}\right)^2$$

und nach Tetmajers Versuchen $K = 3100$ kg/qcm und $C = 11{,}4$ kg/qcm.*)

B. Eisenbahnbrücken.

1. Gesamtanordnungen und Allgemeines.

Bremsverbände und Schwellenträgerverbände S. 983. **Querschnittsanordnungen** Abb. 195 bis 205 sowie Abb. 231 bis 233 S. 1002; letztere Brücken aus Walzeisen und Beton.

---

*) Betreffend Durchführung der Rechnung hierfür vgl. Engefser[37]). — Ueber T vgl. auch v. Karman.[34])

Abb. 195.

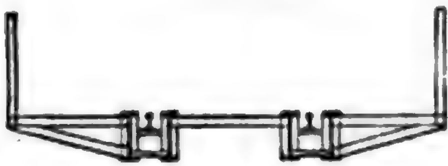


Abb. 196.

Abb. 199.

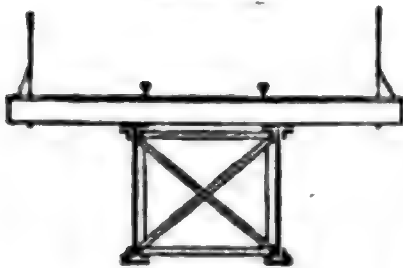


Abb. 198.

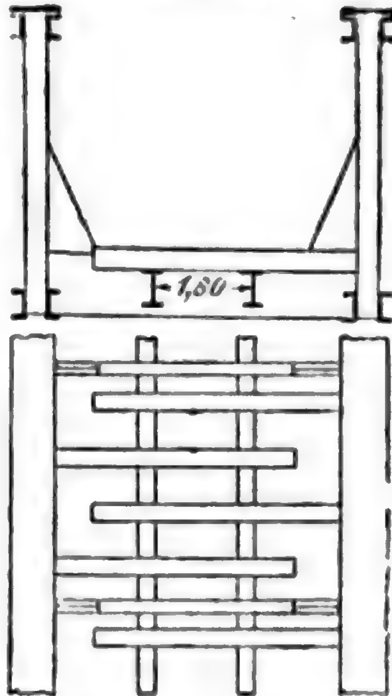


Abb. 197.

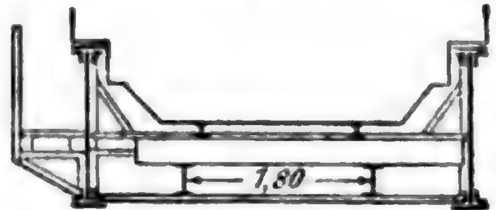


Abb. 202.

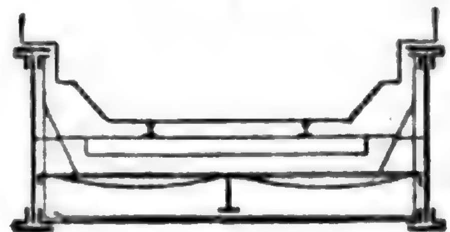


Abb. 204.

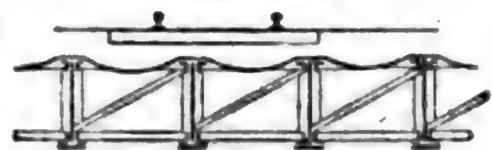


Abb. 200.

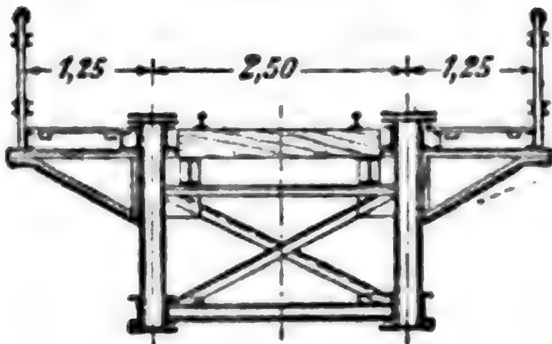


Abb. 201.

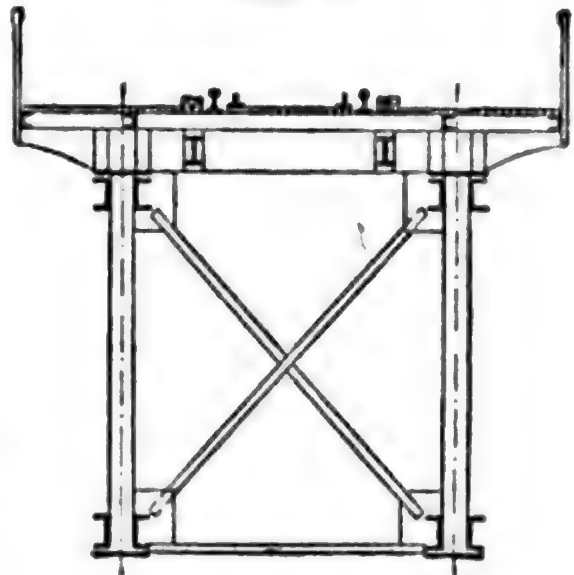


Abb. 203.

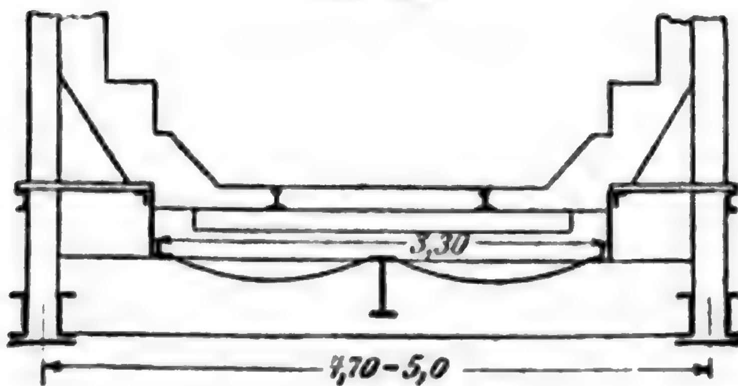


Abb. 205.

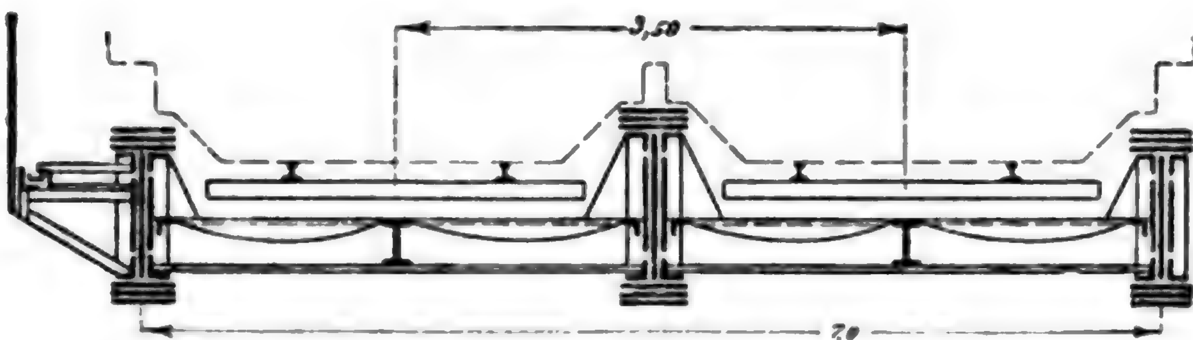


Abb. 195. Zwillingsträgeranordnung wird bei sehr geringer Konstruktionshöhe verwendet, ebenso Abb. 196. Bei $l = 3$ m genügt äufsersten Falles 30 cm und bei $l = 8$ m rd. 55 cm Konstruktionshöhe. Entfernung der Träger 40 bis 50 cm, Entfernung der Schienenunterstützungen 60 bis 80 cm. Zwischen den beiden Hauptträgergruppen ist ein Windverband erforderlich.

Abb. 197, 198, 202, 203 u. 205. Ausführungen bei untenliegender Fahrbahn. Bei Spannweiten von etwa 40 m ab statt Abb. 198 ein Querschnitt mit oberem Windverband.

Fahrbahn oben: Blechträger Abb. 199, Fachwerkträger Abb. 200 u. 201. Abb. 201 ist baulich einfach und ermöglicht einen oberen Windverband, bietet aber dem Winde gröfsere Angriffsfläche. Abb. 200 hat, weil oberer Windverband nicht möglich, oft den Nachteil grofser senkrechter Mehrbelastung der Hauptträger. Zur Sicherung der Standfestigkeit oft Abb. 200 statt 201 verwendet bzw. eine sonst unvorteilhaft geringe Hauptträgerhöhe.

Bei Abb. 201, 200 und geeigneten Falles Abb. 198 können die Längsträger auch oben auf den Querträgern liegen und ununterbrochen durchlaufen, wodurch die Ausnutzung der Vorteile des durchlaufenden Trägers sowie u. U. Vermeidung der Horizontalverbiegung der Querträger (S. 984) ermöglicht wird. Bei erstklassigen Bauwerken ausgeführt, wenn auch weniger häufig.

Bei Standfestigkeitsuntersuchungen berücksichtige man den Belastungsfall mit leeren hohen Güterwagen von 1 t/m Gewicht. Ein 3 m hohes Belastungsband von 1 t/m Gewicht kippt um bei einem Winddrucke von 167 kg/qm, zeigt also bei 150 kg/qm eine 1,1fache Sicherheit. Dementsprechend genügt für das Bauwerk selbst, bei diesen Winddruck- und Belastungsannahmen eine 1,3fache Sicherheit gegen Umkippen. Bei zweigleisigen Brücken ist die alleinige Belastung des Gleises auf der Leeseite mit leichten Wagen zu berücksichtigen.

Man beachte bei diesen Untersuchungen, dafs das tatsächliche Eigengewicht oft geringer ist als das der gewöhnlichen statischen Berechnung zugrunde gelegte (trockenes Holz und Schotter, sparsame Ausführung).

Hauptträger unter der Fahrbahn in Verbindung mit durchgehendem Kiesbett besonders zu erstreben im Bahnhofsgebiete, wo mit Gleisverlegungen zu rechnen ist. Bei Stützweiten bis 12 oder 13 m: Walzträger in Beton gebettet Abb. 231 S. 1002. Bei gröfseren Stützweiten Abb. 204 oder bei knapper Konstruktionshöhe Bogenträger, Abb. 206 u. 207).[19]) Für diese bei Ueberführumg eines Gleises eine Hauptträgerentfernung 2,2 bis 2,6 m zu empfehlen.

Bei einer gröfseren Anzahl von Gleisen, wo Gleislage und Hauptträgerlage voneinander unabhängig sind, empfiehlt sich eine solche Entfernung, dafs zwei Buckelplatten zwischen je zwei Hauptträger kommen, also 3 bis 4 m.[19])

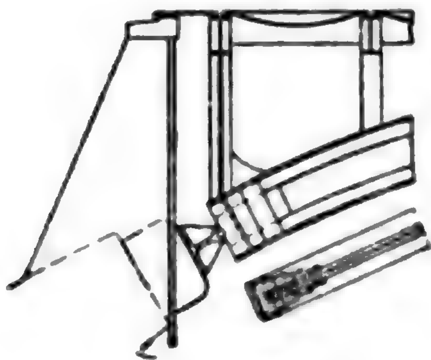
Abb. 208 zeigt die verschiedenen **Grenzlagen der Hauptträger** im Verhältnis zum Normalprofil bei beschränkter Konstruktionshöhe und liefert die gegenseitigen Beziehungen zwischen der Hauptträgerhöhe H, der Hauptträgerentfernung b, der Konstruktionshöhe h usw. Die erforderliche Konstruktionshöhe beträgt $h = y + h_l + z$, wo $z = v + u$.

Die mögliche Längsträgerhöhe beträgt $h_l = h - y - z$. u kann $= 0$ sein; dann wird aber die Anordnung von steifen Winddiagonalen mindestens sehr erschwert. Bei genieteten Querträgern mit heruntergezogenem Untergurt kann auch $v = 0$ gemacht werden. Aus h_l ergibt sich die obere Begrenzung der Feldweite.

Ist der Querträger ein I N.-P., so ist, wenn möglich, $u \gtreqless {}^1/_{10}\, h_q$ zu machen oder besser so grofs zu wählen, dafs die gewünschten steifen Winddiagonalen zwischen der Windknotenplatte und der Längsträgerunterkante Platz finden.

Zwischen Querträger und Schiene 5 cm Spielraum. Schwellenhöhen s. unten. Zwischen dem Hauptträger und dem Normalprofil des lichten Raumes ist bei fester Verbindung zwischen Schiene und Brücke ein Spielraum von 2 bis 3 cm, bei Brücken mit durchgeführtem Kiesbett von mindestens 5 cm sowohl in wagerechter wie senkrechter Richtung erforderlich.

Abb. 206.



Entfernung zwischen Schwellenunterkante und Oberkante der Fahrbahntafel i. d. R. 20 cm, mindestens aber 15 cm (Abb. 202 u. 203 S. 989).

Ein **zweigleisiger Ueberbau** verlangt zwei getrennten eingleisigen gegenüber mehr Konstruktionshöhe, bietet aber für den Betrieb den Vorteil, dafs die normale Gleisentfernung (3,5 bzw. 4 m) auch auf der Brücke beibehalten werden kann. Bei getrennten Ueberbauten und Fahrbahnen unten ist dies nur für die allergeringsten Spannweiten möglich (Abb. 208).

Abb. 207.

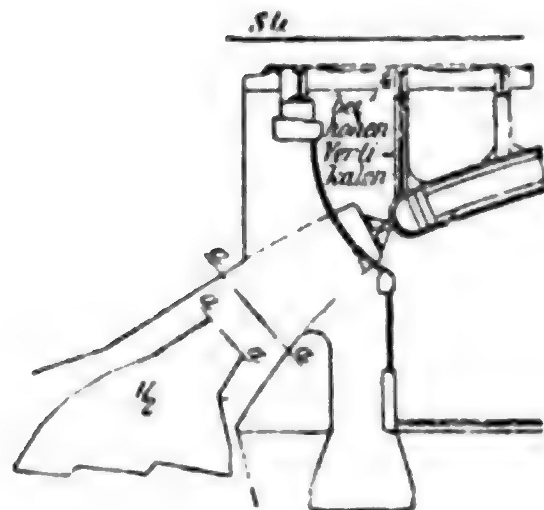
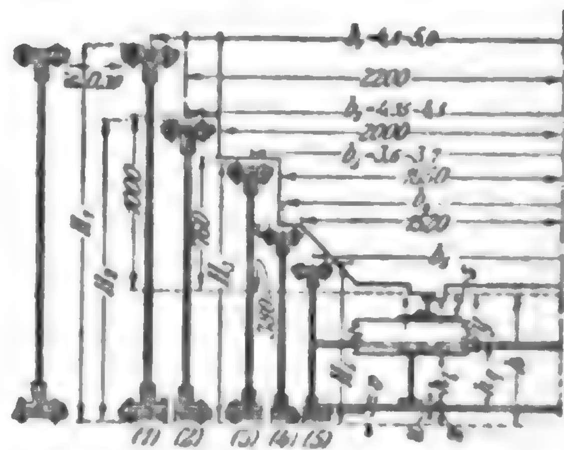


Abb. 208.



Als besondere Art, zwei Gleise mittels einer schmalen Brücke zu überführen, sei die mit Hülfe der Gleisverschlingung (selten) erwähnt.

Ein Ueberbau mit **drei Hauptträgern** (Abb. 205) wird verwendet, wenn die Konstruktionshöhe für zweigleisigen Ueberbau nicht ausreicht und man dennoch die normale Gleisentfernung beibehalten will. Diese Bauart kommt nur bei kleineren Stützweiten in Betracht,

Bei 3,5 bzw. 4 m Gleisentfernung sind die Trägerlagen (4) bzw. (3) möglich (Abb. 208).

Geringste Brückenbreite bei etwas gröfserer Spannweite etwa $l : 20$. Bei Fahrbahn oben und fischbauchförmigem Untergurt auch bis $l : 24$ herunter. Bei weitgespannten Brücken mit Fahrbahn unten kann eine gröfsere Breite, als das Normalprofil verlangt, erforderlich bzw. vorteilhaft werden.

Vorrichtungen zur Aufnahme der Bremskräfte. Sind die Bremskräfte grofs im Verhältnis zur senkrechten Auflagerkraft (durchlaufende Träger, Kragträger, Brücken auf Pendelsäulen mit mehreren Oeffnungen!), so sind besondere Vorrichtungen (z. B. Bremsbock, Abb. 218 S. 994) für deren Aufnahme notwendig. Verbindung des Bremsbockes mit dem Hauptträger so, dafs kleine Fehler in der gegenseitigen Lage beim Bau ausgeglichen werden können.

2. Brückenbahn.

a. Querschwellenoberbau.

Hölzerne Schwellen. Die Abmessungen richten sich nach der Längsträgerentfernung. Meistens ist behufs weicheren Fahrens die Schwellenträgerentfernung gröfser als die Spurweite, wodurch auch günstigere Beanspruchung der Querträger und, soweit Mehrbelastung durch wagerechte Stöfse in Frage kommt, auch der Längsträger erfolgt.

Längsträgerentfernung bei Vollspur 1,7 bis 1,9 m. Hauptträgerentfernung bei unmittelbarer Schwellenauflagerung (Abb. 199 S. 989) oft 2 m. Die geringste Schwellenbreite wegen der Befestigung der Unterlagplatten 22 cm. Sie werden 1 bis 2 cm auf die Längsträger aufgekämmt. Für eine Biegungsbeanspruchung von 75 kg/qcm (Eichen- oder gutes Kiefernholz) erhält man:

Schwellenquerschnitt	h	18	20	24	26	28	30	30	cm
	b	22	22	24	24	22	24	28	„
Reicht bis zu einer Längsträgerentfernung		1,68	1,72	1,84	1,90	1,93	2,04	2,13	m.

Abb. 209.

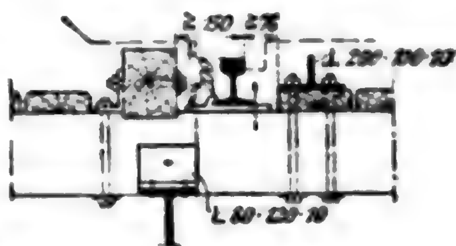
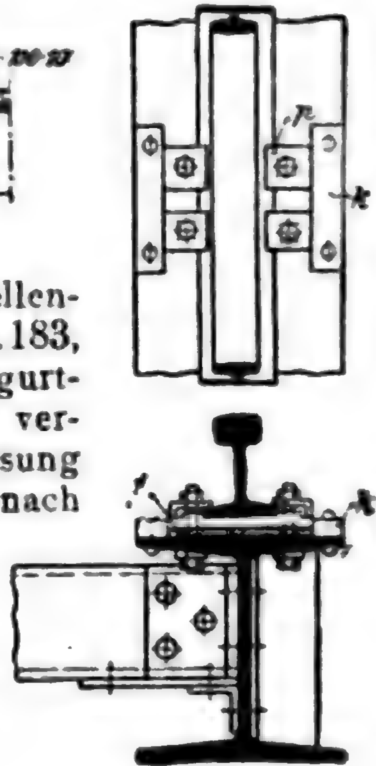


Abb. 210.



Werden die Längsträger bei sehr knapper Bauhöhe unmittelbar unter den Schienen angebracht, so genügt eine Schwellenhöhe von 16 cm.

Zulässige Schwellenentfernung von Mitte zu Mitte nach preufsischer Vorschrift 60 cm. Befestigung der Schwellen auf den Schwellen- bzw. Hauptträgern, in Preufsen meist nach den Abb. 183, 209, 216 usw. Wechselnde Höhenlage der Obergurtoberkante teils durch Unterlagplatten, teils durch verschieden tiefe Auskämmung ausgeglichen. Bemessung der Schwellenlängen bei untenliegender Fahrbahn nach Abb. 197 u. 198 S. 989, bei obenliegender Fahrbahn oft nach Abb. 214.

Entgleisungsschutzvorrichtung, bestehend aus Zwangsschienen oder besser Leitschienen (Abb. 201 u. 209). Es braucht nur jede zweite Schwelle darüber hinauszugehen.

Nach den preufsischen Vorschriften mufs ein Entgleisungsschutz angebracht werden auf Brücken in Kurven von weniger als 500 m Halbmesser und auf längeren Brücken mit Fahrbahn oben ohne durchgeführte Bettung.

Eiserne Querschwellen wegen Feuersicherheit in einzelnen Fällen bei sehr langen Brücken verwendet (Stöfse und Geräuschentwicklung). Querschnitt: Belageisen oder belageisenähnliche Formen. Sie werden am besten an die Längsträger angenietet, nicht geschraubt.

Unmittelbare Unterstützung der Schienen durch die Längsträger oder vollgewalzten Hauptträger kommt bei sehr geringen Bauhöhen in Betracht. Zwischen der Unterlagplatte der Schiene und dem Träger wird Zwischenlage von Leder oder Filz eingeschaltet. Verschiedene Ausführungsarten, z. B. Abb. 210 (vgl. Schaper)[16]. *k* ist eine fest angenietete Knagge, *p* Klemmplatte, *i* eine chromlederne Zwischenlage.

Abb. 211.

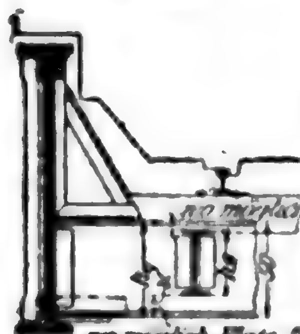
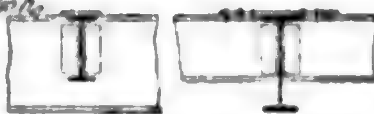


Abb. 213.



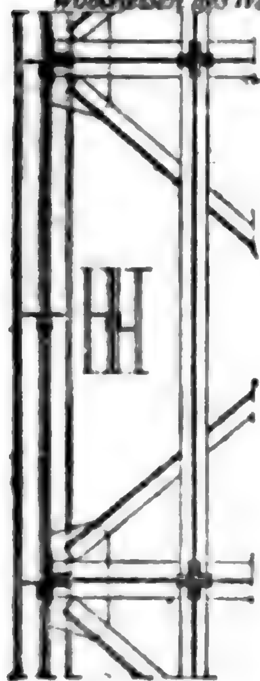
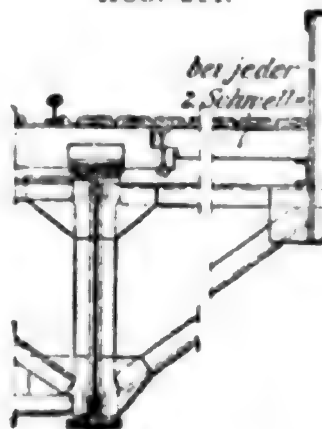


Abb. 212.

Abb. 214.



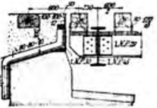
Abdeckung. Auf hölzernen Schwellen 5 cm starker Bohlenbelag, am besten aus Eichenholz oder australischem Hartholz (geringe Entzündbarkeit). Breite der Bohlen 13 bis 20 cm. 3 bis 5 Bohlen werden durch Querleisten zu einer abnehmbaren Tafel von höchstens 100 kg Gewicht vereinigt. Die Befestigungsmittel dürfen nicht über die Oberfläche der Bohlentafel hinausragen. Eiserne Querschwellen durch Riffelblech (Schallentwicklung) abgedeckt. Einzelne Tafeln über den Querträgern abnehmbar.

Beispiele (Abb. 211 u. 212). Uebliche Anordnung mit Querschwellenoberbau. Der Längsträgeranschlufs Abb. 213 ist bei hinreichender Konstruktionshöhe vorzuziehen. Die Längsträger sind bis über den Querträger hinweg durch eine Lasche verbunden.

Bei genieteten Querträgern werden mitunter die Obergurte der Längsträger in zwei angrenzenden Feldern auch bei tieferer Lage des Längsträgers mittels Durchschlitzung des Querträgerstehbleches ähnlich Abb. 215 miteinander verbunden. Durch diese Konstruktionen werden Lockerungen der durch den Querträger gehenden Längsträgeranschlufsniete vermieden und durch das entstehende negative Auflagermoment der Längsträger entlastet (wird rechnerisch zur Querschnittsverminderung nicht ausgenutzt). Ist der Querträger ein Blechträger und liegt der Längsträgerobergurt tiefer als der Querträgerobergurt, so mufs der eine der beiden Anschlufswinkel des Längs-

trägers bis zum gedrückten Obergurt des Querträgers durchlaufen und der Längsträgerflansch auf der einen Seite weggeschnitten werden. Meistens wird dieser Anschlufswinkel dann auch bis zum Querträgeruntergurt durchgeführt. Man meide in solchen Fällen breitflanschige Träger als Längsträger oder versteife dann den gedrückten Teil des Querträgers in anderer Weise.

Abb. 215.



Für obenliegende Fahrbahn zeigt Abb. 214 eine Ausbildung mit Fufswegkonsolen. In Abb. 199 S. 989 braucht nur jede zweite Schwelle bis zum Geländer zu reichen.

Widerlageranschlufs (Abb 215 bis 218). Das die Bettung abschliefsende **[**-Eisen wird allein durch die Verbindung mit der flufseisernen Platte 400 . 400 festgehalten und diese nur durch den Erddruck an den Widerlagerrücken angedrückt, so dafs jede feste Verbindung mit dem Widerlagermauerwerk vermieden ist.

Abb. 216.

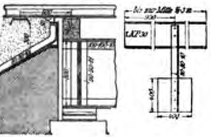


Abb. 217.

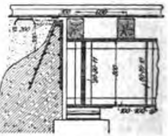
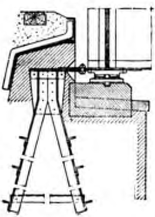


Abb. 218.



Ausbildung der Konsole am Endquerträger nach Abb. 215 oder Abb. 213. Bei der Berechnung der Zugkraft der die Konsole an den Längsträger anschliefsenden Lasche (Abb. 215) setze man etwa $Z = \frac{P \cdot e}{{}^2/_3\,h}$, h = Konsolenhöhe, e = Entfernung von Schwellenmitte bis Querträgermitte. Unter Umständen für e einen etwas gröfseren Wert einsetzen, da der Raddruck aufser der Schwellenmitte angreifen kann. Der Endquerträger wird durch eine Last P auf die Konsole belastet mit $P\frac{\lambda + e}{\lambda}$. Der Abstand des Endquerträgers vom Widerlagermauerwerk soll möglichst 30 cm nicht unterschreiten (in Abb. 225 S. 999 22 cm).

Digitized by Google

Tafel 11.*)

Angriffsmomente und Widerstandsmomente der Schwellenträger.

Spannweite λ	Brückenbreite 3,6 m				Brückenbreite 4,9 m			
	Gröfstes Angriffsmoment infolge		Gesamtes Angriffs-moment M	Erforderliches Widerstands-moment W	Gröfstes Angriffsmoment infolge		Gesamtes Angriffs-moment M	Erforderliches Widerstands-moment W
	Eigengewicht	Verkehrslast			Eigengewicht	Verkehrslast		
cm	tm	tm	tm	cm³	tm	tm	tm	cm³
100	0,0425	2,500	2,3425	339	0,0510	2,50	2,5510	340
120	0,0567	3,000	3,0567	408	0,0677	3,00	3,0677	409
140	0,0884	3,500	3,5884	478	0,1057	3,50	3,6057	481
160	0,1098	4,000	4,1098	548	0,1306	4,00	4,1306	551
180	0,1328	4,500	4,6328	618	0,1571	4,50	4,6571	621
200	0,1820	5,000	5,182	691	0,2158	5,00	5,216	695
220	0,210	5,500	5,710	761	0,249	5,50	5,749	766
240	0,246	6,000	6,246	833	0,289	6,00	6,289	839
260	0,279	6,582	6,861	915	0,328	6,582	6,910	921
280	0,353	7,505	7,858	1043	0,415	7,505	7,920	1056
300	0,402	8,438	8,840	1179	0,470	8,438	8,908	1188
320	0,456	9,379	9,835	1311	0,531	9,379	9,910	1321
340	0,541	10,327	10,868	1449	0,631	10,327	10,958	1461
360	0,611	11,400	12,011	1601	0,708	11,400	12,108	1614
380	0,688	12,825	13,513	1802	0,793	12,825	13,618	1816
400	0,793	14,250	15,043	2006	0,917	14,250	15,167	2022
450	1,022	17,813	18,835	2511	1,170	17,813	18,983	2531
500	1,355	21,375	22,730	3031	1,540	21,375	22,915	3055
550	1,652	24,938	26,590	3545	1,880	24,938	26,818	3576
600	1,997	28,500	30,197	4066	2,270	28,500	30,770	4103
650	2,335	32,280	34,615	4615	2,641	32,280	34,921	4656
700	2,788	36,730	39,518	5269	3,147	36,730	39,877	5317
800	3,760	46,750	50,510	6735	4,237	46,750	50,987	6798

*) Siehe Seite 998 oben.

Tafel 12.*)

Schwellenträgerquerschnitte und zulässige Stützweiten derselben.

Brückenbreite 3,6 m						Brückenbreite 4,9 m					
Normale I-Eisen			Breitflanschige I-Eisen			Normale I-Eisen			Breitflanschige I-Eisen		
Profil-Nr.	Widerstandsmoment cm³	genügt bis λ = cm	Profil-Nr.	Widerstandsmoment cm³	genügt bis λ = cm	Profil-Nr.	Widerstandsmoment cm³	genügt bis λ = cm	Profil-Nr.	Widerstandsmoment cm³	genügt bis λ = cm
24	353	104	22	671	224	24	353	103	22	671	223
25	396	116	24	855	245	25	396	116	24	855	244
26	441	129	25	965	267	26	441	125	25	965	266
27	491	143	26	1104	288	27	491	142	26	1104	287
28	541	158	27	1224	306	28	541	157	27	1224	305
29	594	173	28	1361	327	29	554	172	28	1361	325
30	652	189	29	1508	347	30	652	188	29	1508	346
32	781	225	30	1680	367	32	781	224	30	1680	366
34	922	261	32	1882	387	34	922	260	32	1882	386
36	1088	286	34	2073	406	36	1088	284	34	2073	404
38	1262	312	36	2360	434	38	1262	311	36	2360	433
40	1459	341	38	2605	458	40	1459	339	38	2605	456
42,5	1739	378	40	2892	486	42,5	1739	372	40	2892	484
45	2040	405	42,5	3212	517	45	2040	401	42,5	3212	515
47,5	2375	439	45	3595	553	47,5	2375	434	45	3595	550
50	2750	472	47,5	3992	592	50	2750	470	47,5	3992	586
55	3602	555	50	4451	632	55	3602	552	50	4451	627
			55	5306	700				55	5306	694
			65	6623	788				65	6623	782
			75	7544	848				75	7544	840

Tafel 13.*)

Auflagerdruck des Querträgers.

A_p = Auflagerdruck infolge der Verkehrslast, A_g = Auflagerdruck infolge des Eigengewichts
b = Brückenbreite, λ = Feldweite.

λ cm	A_p t	A_g b=3,6 t	A_g b=4,9 t	λ cm	A_p t	A_g b=3,6 t	A_g b=4,9 t	λ cm	A_p t	A_g b=4,9 t
100	10,000	0,490		310	19,306	1,358	1,622	510	27,500	2,893
110	10,000	0,524		320	19,594	1,392	1,661	520	27,789	2,915
120	10,000	0,545		330	19,864	1,503	1,797	530	28,066	2,977
130	10,000	0,564		340	20,118	1,525	1,820	540	28,333	3,056
140	10,000	0,670		350	20,643	1,567	1,867	550	28,591	3,109
150	10,000	0,692		360	21,250	1,627	1,915	560	28,839	3,174
160	10,638	0,714		370	21,824	1,690	1,967	570	29,079	3,218
170	11,735	0,755		380	22,368	1,746	2,021	580	29,311	3,255
180	12,667	0,775		390	22,885	1,772	2,055	590	29,534	3,353
190	13,500	0,806		400	23,375	1,884	2,193	600	29,750	3,438
200	14,250	0,935	1,171	410	23,841	1,930	2,244	620	30,161	3,520
210	14,929	0,954	1,194	420	24,286	1,977	2,299	640	30,547	3,630
220	15,545	0,972	1,219	430	24,709	2,023	2,355	660	30,909	3,647
230	16,109	1,021	1,253	440	25,114	2,070	2,408	680	31,250	3,682
240	16,625	1,048	1,283	450	25,500	2,116	2,461	700	31,571	4,092
250	17,100	1,068	1,306	460	25,869	2,230	2,601	720	31,875	4,373
260	17,538	1,087	1,328	470	26,223	2,289	2,664	740	32,160	4,420
270	17,945	1,217	1,488	480	26,563	2,349	2,737	760	32,520	4,540
280	18,321	1,257	1,512	490	26,888	2,408	2,798	780	32,447	4,756
290	18,672	1,292	1,549	500	27,200	2,467	2,850	800	33,375	4,866
300	19,000	1,323	1,585							

*) Siehe S. 998 oben.

Tafel 14.*)

Erforderliche Widerstandsmomente des Querträgers ($\sigma = 750$ kg/qcm).

λ	Entfernung der Mittellinie des Schwellenträgers von der des Hauptträgers gleich:								λ	Entfernung der Mittellinie des Schwellenträgers von der des Hauptträgers gleich:			
	0,35	0,60	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95		1,45	1,50	1,55	1,60
cm	cm³	cm³	cm³	cm³	cm³	cm³	cm³	cm³	cm	cm³	cm³	cm³	cm³
100	490	839	979	1049	1119	1189	1259	1329	300	3981	4118	4255	4393
110	491	842	982	1052	1122	1192	1262	1333	310	4047	4186	4325	4465
120	492	844	985	1055	1125	1196	1266	1336	320	4110	4252	4394	4536
130	493	845	986	1056	1126	1197	1267	1338	330	4188	4332	4476	4621
140	498	854	996	1067	1138	1209	1280	1352	340	4242	4388	4534	4681
150	499	855	998	1069	1140	1212	1282	1354	350	4352	4502	4652	4802
160	532	912	1064	1140	1216	1292	1368	1444	360	4480	4634	4788	4943
170	583	999	1166	1249	1332	1416	1499	1582	370	4599	4758	4916	5075
180	627	1075	1254	1344	1434	1523	1613	1702	380	4715	4878	5040	5203
190	668	1145	1336	1431	1526	1622	1717	1813	390	4822	4988	5154	5321
200	709	1215	1418	1519	1620	1721	1823	1924	400	4944	5114	5284	5455
210	741	1270	1482	1588	1694	1800	1906	2012	410	5045	5218	5392	5566
220	771	1322	1542	1652	1762	1872	1982	2093	420	5141	5318	5495	5673
230	799	1370	1599	1713	1827	1941	2056	2170	430	5232	5412	5592	5773
240	825	1414	1649	1767	1885	2003	2120	2238	440	5321	5504	5687	5871
250	848	1454	1696	1817	1938	2059	2180	2302	450	5406	5592	5778	5965
260	869	1490	1739	1863	1987	2111	2236	2360	460	5504	5694	5884	6074
270	894	1533	1788	1916	2044	2171	2299	2427	470	5585	5778	5971	6163
280	913	1565	1826	1956	2086	2217	2347	2478	480	5665	5860	6055	6251
290	932	1597	1863	1996	2129	2262	2395	2528	490	5740	5938	6136	6334
300	948	1626	1897	2032	2167	2303	2438	2574	500	5810	6010	6210	6411
310	964	1653	1928	2066	2204	2341	2479	2617	510	5873	6076	6278	6481
320	980	1679	1959	2099	2239	2379	2518	2659	520	5935	6140	6345	6549
330	997	1710	1995	2137	2280	2422	2564	2707	530	6003	6210	6417	6624
340	1010	1731	2020	2164	2308	2452	2597	2741	540	6069	6278	6487	6697
350	1037	1777	2073	2221	2369	2517	2665	2813	550	6133	6344	6555	6767
360	1068	1830	2135	2288	2441	2593	2746	2898	560	6189	6402	6615	6829
370	1097	1881	2194	2351	2508	2664	2821	2978	570	6245	6460	6675	6891
380	1125	1929	2250	2411	2572	2732	2893	3054	580	6297	6514	6731	6948
390	1151	1973	2302	2466	2630	2795	2959	3124	590	6359	6578	6797	7017
400	1179	2021	2358	2526	2694	2863	3031	3200	600	6417	6638	6859	7081
410	1203	2062	2405	2577	2749	2921	3092	3264	620	6511	6736	6961	7185
420	1226	2101	2451	2626	2801	2976	3151	3326	640	6608	6836	7064	7292
430	1247	2138	2495	2673	2851	3029	3208	3386	660	6720	6952	7184	7416
440	1268	2174	2537	2718	2899	3080	3261	3443	680	6811	7046	7281	7516
450	1289	2210	2578	2762	2946	3130	3314	3499	700	6894	7132	7370	7607
460	1311	2248	2623	2810	2997	3184	3372	3559	720	6995	7236	7477	7718
470	1331	2281	2661	2851	3041	3231	3421	3611	740	7072	7316	7560	7804
480	1349	2313	2698	2891	3084	3276	3469	3662	760	7165	7412	7659	7906
490	1367	2344	2735	2930	3125	3321	3516	3711	780	7291	7542	7793	8045
500	1385	2374	2769	2967	3165	3363	3560	3758	800	7393	7648	7903	8153

*) Siehe S. 998 oben.

Tafel 11 bis 14.

Zahlenreihen nach Dircksen-Schaper.[13])

Sie sind berechnet für den Preufsischen Lastenzug A (III, 2 S. 6?) und für $\sigma = 750$ kg/qcm (Brückenbauvorschriften!). Das spez. Gew. des Holzes ist zu 1,0 gesetzt, der Schwellenquerschnitt ist zu 20/26, die Schwellenlänge zu 3,1 bzw. 4 m und die Stärke des Bohlenbelages zu 5 cm angenommen.

Die Längsträger sind berechnet, als wenn die Radlasten unmittelbar ohne Schwellenvermittlung, auf sie wirkten, und bei den Querträgern ist die, verglichen mit der Wirklichkeit, sehr ungünstige Annahme gemacht worden, dafs ein Rad unmittelbar neben dem Querträger angreifen kann. Für den für Brücken in besonders wichtigen Schnellzugstrecken vorgeschriebenen Lastenzug B (III, 2 S. 67, jedoch auch bei kleinerer Achszahl als 5 nur 20 t-Achsen) findet man die entsprechende Zahlenreihe in Dircksen-Schaper.[13])

b. Fahrbahn mit durchgehendem Kiesbett.

Sollte in Städten bei kleineren und mittleren und auf freier Strecke bei ganz kleinen Stützweiten (Chausseeüberbrückungen usw.) immer gewählt werden.

Bei grofsen Stützweiten sprechen die erheblich vermehrten Kosten dagegen. Bestimmte gröfste Stützweiten für durchgehendes Kiesbett sind nicht festgelegt.

Vorteile gegenüber Querschwellenoberbau:

Schalldämpfung, Wasserdichtheit, Verminderung der Stöfse und damit auch der Unterhaltungskosten, Feuersicherheit, Möglichkeit, den Oberbau mehr oder weniger unabhängig von der Brücke zu verlegen und denselben Oberbau wie auf der freien Strecke zu verwenden. Gefahr bei einer Entgleisung geringer.

Nachteile: Auch bei den leichtesten Anordnungen (Abb. 202 u. 203, S. 989) wiegt Fahrbahn nebst Fahrbahntafel etwa 2,3 t/m mehr als bei Querschwellenoberbau. Das Eisengewicht der Brücke wird in der Regel mindestens 25 %, die Bauhöhe 15 bis 25 cm gröfser als bei Querschwellenoberbau.

Die Tiefe des Kiesbettes unter Schwellenunterkante 20 cm (mindestens 15 cm). Uebliche Stärke des Kiesbettes bei Holzschwellen 36 cm, Kleinststärke bei Eisenschwellen 23 cm. Vor Schwellenende 30 cm bis zur Begrenzung der Bettung, woraus sich bei 2,7 m langen Schwellen eine Breite des Kiesbettes von 3,3 m ergibt (Abb. 203, S. 989 u. 226, S. 1000).

Fahrbahntafeln unter dem Kiesbett: Buckelplatten, Tonnen- und Hängebleche, ebene Blechtafeln, eine zusammenhängende, schwach nach oben gewölbte Blechtafel. Belageisen mit Betonabgleichung, Buckelplatten mit Betonabgleichung, Eisenbetondecken sowie in Beton eingebettete Walzträger.

In Preufsen namentlich Buckelplatten.

Pfeilverhältnis bei quadratischen Buckelplatten meist $\frac{1}{12}$ der Muldenseite, bei rechteckigen $\frac{1}{12}$ des arithmetischen Mittels beider Seiten. Mehrgewicht gegenüber ebenen Blechen derselben Gröfse $2\frac{1}{2}$ %; man rechne der Sicherheit halber mit 3 %.

Für die Ermittlung des Gewichtes der Bettung wird der Rauminhalt der Mulde zu $\sim \frac{1}{2}\, g \cdot f$ gesetzt, wenn $g =$ Grundrifsfläche, $f =$ Pfeilhöhe. Seitenlängen der Platten, wenn quadratisch, von 1,3 bis 1,8 m, seltener bis 2 m, bei rechteckigen Flächen von 1,5 bis 4 qm. In den Endfeldern schiefer Brücken dreieckige bzw. trapezförmige Platten. Blechstärke für kleinere und mittlere Gröfsen meistens 8 mm; von etwa 1,5 m kleinster Seitenlänge an 10 mm. Anschlufsniete an den Rändern meistens 12 bis 16 mm. Nietteilung der Wasserdichtigkeit halber nicht über 5 *d*. Das kleinste I-Eisen des Normalprofils, woran Buckelplatten noch angeschlossen werden können, ist N. P. 22. Werden [-Eisen im Fahrbahnträgergerippe benutzt, so müssen die Ränder der benachbarten Buckelplatten übereinandergreifen und, um Kröpfung zu vermeiden, einige der Ränder der einen Platte unterfuttert werden.

Abb. 219.

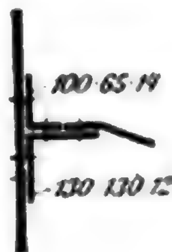


Abb. 220.

Abb. 221.

Abb. 222.

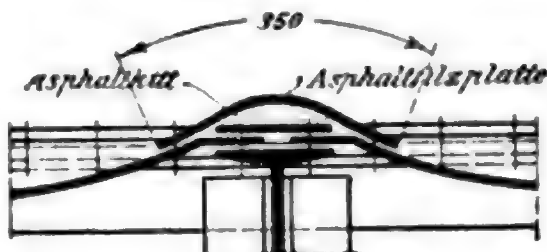
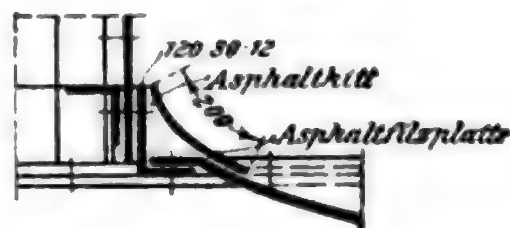


Abb. 223.



Entwässerung durch etwa 4 cm weites gestanztes Loch in der Mitte der Buckelplatte mit oder ohne besondere Tropftülle mit Rohransatz, wovon verschiedene Ausführungen in Gebrauch (Jucho, Klönne, Union).

Abb. 224.

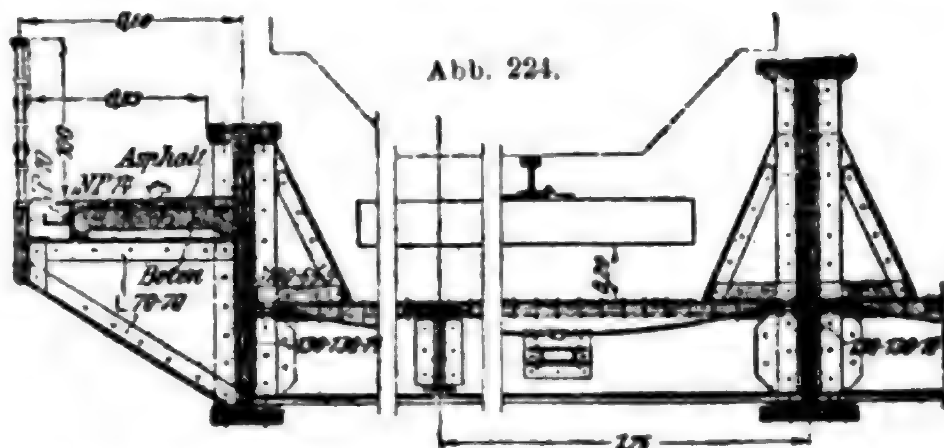


Abb. 219 u. 220 Anschlüsse einer Buckelplatte an ein Hauptträgerstehblech. Abb. 221 Anschlufs an einen Gurt mit mehreren Gurtplatten.

Abb. 222 u. 223. Einzelheiten der Anschlüsse an Längsträger und Randträger.

Abb. 224 u. 225. Einzelheiten zu Abb. 205. Sehr beschränkte Konstruktionshöhe. Abb. 226 Querschnitt einer Fachwerkbrücke mit Fahrbahn unten und knapper Konstruktionshöhe, Entwässerung mittels Rinnen aus ⊔-Eisen, ferner Fufswegausbildung und trotz Buckelplatten Windverband vorhanden.

Abb. 225 a.

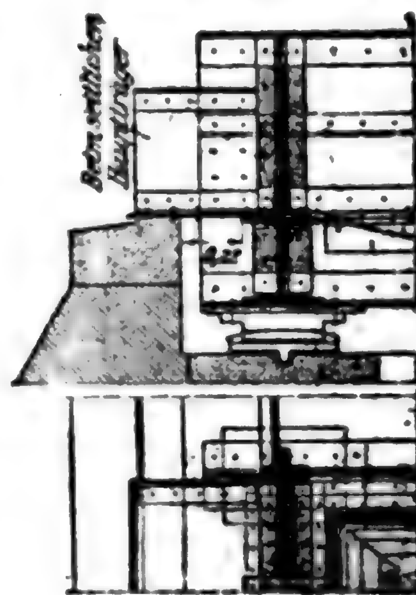
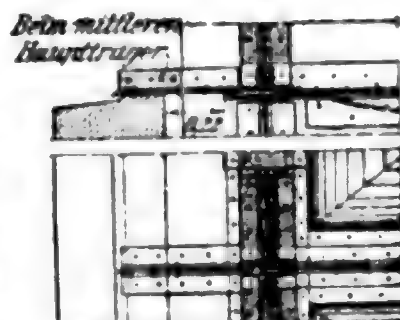


Abb. 225 b.



Berechnung. In Preufsen wird das Gewicht der Buckelplatten nebst Bettung in der Regel zu $\frac{1}{4}$ auf jede Seite als Dreiecklast verteilt (Abb. 227 bis 229).

Bei der Berechnung der Längsträger wird angenommen, dafs eine über

der Buckelplatte angreifende Radlast sich durch die Schwelle als Einzellast ausschliefslich auf die beiden benachbarten Längsträger verteilt, während die Querträger bzw. Zwischenquerträger nichts davon unmittelbar erhalten. Bei der Querträgerberechnung wird angenommen, dafs ein über dem Querträger angreifendes Rad unmittelbar als Einzellast auf den Träger übertragen wird. Abb. 228 u. 229 zeigen die sich ergebenden Belastungsfiguren für einen mittleren Längsträger und einen Zwischenquerträger. Für diesen wird oft angenommen, dafs die Radlast in der Mitte angreift. Ein etwaiger Lastanteil weiterer Räder bei grofsen Buckelplatten braucht nicht berücksichtigt zu werden.

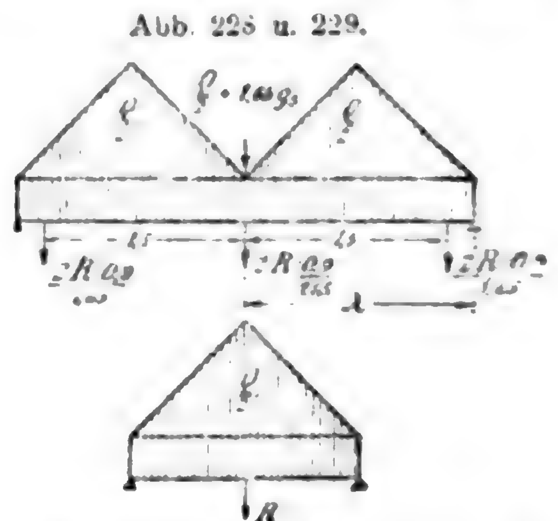
Abb. 226.

Bei einem 1,65 m langen Zwischenquerträger (oder Längsträger) und 36 cm Bettungshöhe ist das infolge einer in einem Punkte angreifenden Radlast (Abb. 229) entstehende Moment 33 % gröfser als das, welches sich ergibt, wenn man beispielsweise eine Verteilung der Last auf 10 + 2 × 36 = 82 cm annimmt (Abb. 247 u. 248, S. 1012).

Tafel 15 [nach Dircksen[13])] gilt für kleine Brücken (Abb. 202 u. 205 S. 989), Hauptträgerlage (3) u. (4) in Abb. 208 S. 991. Zugrunde gelegt ist der Lastenzug *A* und eine Beanspruchung von 800 kg/qcm

Abb. 227.

Abb. 228 u. 229.



R = Radlast.
Q = Gewicht einer Buckelplatte mit Bettung.
g_z = Eigengewicht des Zwischenquerträgers für 1 m.

(Preufsische Vorschriften). Sowohl für andere Brückenbreiten (auch Abb. 203 S. 989) wie auch für den Lastenzug *B* finden sich entsprechende Tafeln in der Schaperschen Neubearbeitung der Dircksenschen Tafeln[13]).

Tafel 15.

Brückenbreite	Längsträger: Feldweite l (cm)	Längsträger: Angriffsmomente M_g (tm)	Längsträger: Angriffsmomente M_p (tm)	Längsträger: Moment $M = M_g + M_p$ (tm)	Längsträger: Erforderliches Widerstandsmoment (cm³)	Querträger: Angriffsmomente M_g (tm)	Querträger: Angriffsmomente M_p (tm)	Querträger: Moment $M = M_g + M_p$ (tm)	Querträger: Erforderliches Widerstandsmoment (cm³)
3,3 m	Bettungsstärke 36 cm					Bettungsstärke 36 cm			
	130	0,219	3.546	3.765	471	1.767	9,000	10,767	1346
	140	0.255	3,819	4,074	509	1.896	9,000	10,896	1362
	150	0.293	4,091	4.384	543	2,027	9,000	11,027	1378
	160	0.333	4.364	4.697	587	2.171	9.619	11,790	1474
	170	0.377	4.637	5.014	627	2.300	10.563	12,863	1608
	180	0,426	4,910	5.336	667	2.427	11,400	13.827	1728
	190	0.475	5.183	5,658	707	2.582	12,150	14,732	1842
	200	0,526	5,455	5.981	748	2,710	12,825	15.535	1942
	Bettungsstärke 23 cm					Bettungsstärke 23 cm			
	130	0,161	3.546	3.707	463	1,324	9,000	10,324	1291
	140	0.186	3.819	4,005	501	1,419	9,000	10,419	1302
	150	0.214	4.091	4.305	538	1,516	9,000	10,516	1315
	160	0,244	4,364	4,608	576	1,626	9,619	11,245	1406
	170	0,276	4.637	4.913	614	1,721	10,563	12,284	1536
	180	0,312	4,910	5.222	653	1.814	11,400	13,214	1652
	190	0,348	5.183	5.531	691	1.934	12,150	14,084	1760
	200	0,386	5,455	5.841	730	2,028	12,825	14,853	1857
3,7 m	Bettungsstärke 36 cm					Bettungsstärke 36 cm			
	130	0,253	3.865	4.118	515	2,305	11,000	13,305	1663
	140	0,293	4.162	4.455	557	2.474	11,000	13,474	1684
	150	0.338	4.459	4.797	600	2,604	11.000	13,640	1705
	160	0,384	4.756	5,140	643	2.823	11,756	14,580	1823
	170	0.436	5,053	5.489	686	3,000	12,912	15,912	1989
	180	0,489	5.351	5.840	730	3.185	13,934	17,119	2140
	190	0.545	5,648	6.193	774	3.350	14,849	18,199	2275
	200	0,608	5,945	6.553	819	3.550	15,675	19,225	2403
	Bettungsstärke 23 cm					Bettungsstärke 23 cm			
	130	0,185	3.865	4.050	506	1.726	11,000	12,726	1591
	140	0.215	4.162	4.377	577	1.851	11,000	12,851	1605
	150	0.247	4.459	4.706	588	1,970	11,000	12,970	1621
	160	0.281	4.756	5,037	630	2,093	11,756	13,849	1731
	170	0.320	5,053	5.373	672	2.244	12,912	15,156	1895
	180	0.358	5.351	5.709	714	2.304	13.934	[illegible]	2037
	190	0.399	5.648	6,047	756	2,505	14,849	17,354	2169
	200	0.447	5,945	6.392	799	2,630	15,675	18,311	2289

Zunahme des Angriffsmomentes bei Vergrößerung der Bettungsstärke um 1 cm.

Feldweite . . . cm			130	140	150	160	170	180	190	200
Brückenbreite 3,3 m	Längsträger	tm	0,0045	0,0053	0,0061	0,0068	0,0078	0,0083	0,0098	0,0108
	Querträger	„	0,034	0,037	0,039	0,042	0,045	0,047	0,050	0,052
Brückenbreite 3,7 m	Längsträger	tm	0,0052	0,0060	0,0070	0,0079	0,0089	0,0101	0,0112	0,0124
	Querträger	„	0,045	0,048	0,052	0,056	0,058	0,063	0,065	0,070

Fahrbahn aus Tonnenblechen. Stärke mindestens 8 mm, Pfeil etwa 1 : 10. Weniger steif als Buckelplatten; Gewicht gröfser wegen des gröfseren Rauminhaltes. Zur Aufnahme des wagerechten Zuges Versteifung zwischen den beiderseits einspannenden Trägern erforderlich.

Bei Anordnung nach Abb. 204 S. 989 und kleinen Spannweiten sind Tonnenbleche zweckmäfsig, da durch allmähliche Vergröfserung der Pfeilhöhe Neigungen von der Mitte aus und bequeme Entwässerung über die Widerlager geschaffen werden können. Trogförmig werden Tonnenbleche meistens mit einer angenieteten halben Buckelplatte (Abb. 230) ausgeführt. Auch kann das buckelplattenförmige Ende mit dem zylindrischen Teile in einem Stücke geprefst sein. Entwässerung wie bei Buckelplatten, indem durch Aenderung der Pfeilhöhe eine tiefste Abflufsstelle geschaffen wird (an einer Stofsstelle).

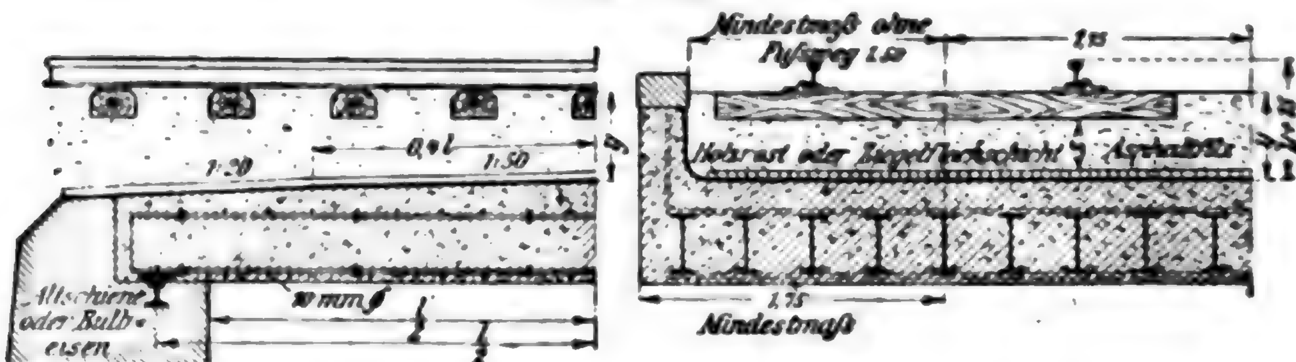
Abb. 230.

Ebene Bleche als Fahrbahntafel bieten besonders bei unregelmäfsiger Grundrifsform (schiefe Zwickel) einige Vorteile, sind aber teurer wegen der erforderlichen kleinen Längsträgerentfernung (75 bis 100 cm bei 8 bis 10 mm Blechstärke), Quergefälle $\gtreqless$ 1 : 60.

3. Walzträger in Betondecke

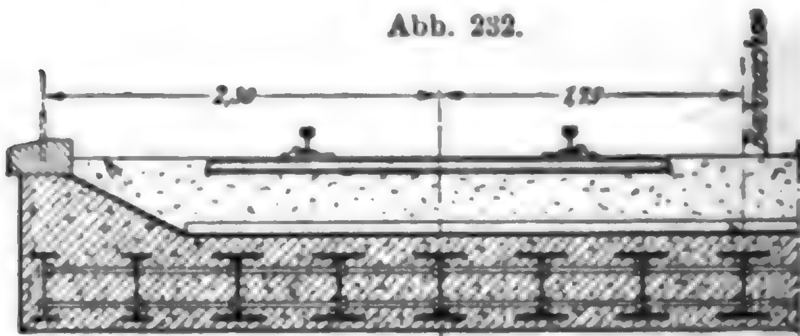
bis etwa 12 m wirtschaftlich vorteilhafter als reiner Eisenbau (Abb 231 u. 232). Bei sehr knapper Konstruktionshöhe nicht verwendbar. Die

Abb. 231.



Träger werden so bemessen, dafs sie allein das gesamte Eigengewicht sowie die Verkehrslast tragen können; Verkehrslast eines Gleises auf etwa 3,5 m Breite verteilt.

Abb. 232.



Betonmischung verschieden, etwa 1 : 4 : 6 bis 1 : 2,5 : 2,5, Trägerentfernung im Lichten behufs Stampfens $\geqq$ 15 cm. Von beweglichen Auflagern auf einer Seite kann abgesehen werden. Zwischen Brücke und Widerlager am besten senkrechte Trennungsfuge, wogegen das Widerlager vom Erddruck gedrückt werden kann.

Das Widerlager kann aufgefafst werden als senkrechter Balken, oben gegen die Brücke unten auf der Bausohle wagerecht gestützt. Wegen des günstigen Verlaufes der Drucklinie wird es wesentlich schwächer als bei reinen eisernen Brücken.

Zur Wahrung der Trägerentfernung, zur Lastverteilung, sowie auch zur Verminderung der Haftbeanspruchung werden die Träger durch etwa 16 cm starke und 60 bis 80 cm voneinander entfernte Querbolzen verbunden, die nur von Träger zum Träger reichen (Abb. 232).

Bei niedrigen Trägern auch nur eine Bolzenreihe.

Nach Abb. 231 statt Bolzen 10 mm-Rundeisen, die oben und unten bügelförmig um die Flanschen gebogen sind. Diese liegen etwas dichter. Ebene untere Begrenzung einfacher herzustellen. Kappenaussparung (Abb. 233), bayerischer Normalentwurf dafür leichter. Dort sind Träger mit Gurtplatten im mittleren Teil angewendet. In Norddeutschland meistens dafür breitflanschige Träger.

Abb. 233.

Die Schalung soll so tief angebracht werden, dafs eine Beton- oder Zementputzschicht von 3, besser 4 cm unter den Trägerflanschen verbleibt. Zum Verhüten des Abspringens des Putzes von der Trägerunterkante wird am besten ein Drahtgeflecht oder Streckmetall um den Flansch gelegt. Um die Zugspannungen des Betons auf einen Kleinstwert zu bringen, ordne man die Schalung an den Trägern hängend an, so dafs der Beton erhärtet, während die Träger schon die Durchbiegung infolge des Eigengewichts der Decke erhalten haben. Der Beton wird dann nur durch Kiesbett, Gleis und Verkehrslast beansprucht. Auch Vorbelastung der Träger ausgeführt, so dafs nach der Erhärtung und der Entfernung der Vorbelastung an der Unterkante der unbelasteten Decke Druckspannungen im Beton (Erhärtungszeit des Betons mindestens 4 Wochen) vorhanden sind.

Die häufigen Absplitterungen der Deckschicht am unteren Flansch (trotz Drahtgeflecht) ist ein Nachteil.

Diese Betonschicht fehlt deshalb auch bei vielen Ausführungen, wobei an Gewicht und Konstruktionshöhe gespart wird.

Zwei Berechnungsarten sind im Gebrauch:

1. ohne Berücksichtigung der Betonzugspannungen (geringere Konstruktionshöhe und Kosten!). Betondecke nur so stark, dafs Träger ordentlich eingebettet sind.

Ist h normale Konstruktionshöhe und h' kleinste Konstruktionshöhe, so ist[41]) für die Stützweite l:

$l =$	2	4	6	8	10	12 m
h	77	91	103	110	115	130 cm
h'	54	65	77	88	98	118 „

Abb. 234.

2. Wird das Bauwerk als Verbundkörper berechnet (Sicherung gegen Risse, wenigstens beabsichtigter dauernder Schutz des Eisens gegen Rost!), so sind im Beton bei einer Mischung von 1 Teil Zement und 4 Teilen Kiessand rechnerische Zugspannungen von 20 kg/qcm zulässig. Erforderliche Stärke s der Betonschicht über den Trägern durch Ausprobieren rechnerisch ermittelt (Abb. 234).

Die Schwerlinie des Verbundkörpers im Sinne der Eisenbetonberechnung ist bestimmt durch:

$$e_u = \frac{(n-1)\,F_e\,(u + 0{,}5\,h_e) + 0{,}5\,b \cdot h_b^2}{b \cdot h_b + (n-1)\,F_e}.$$

Dann ist: $$J = (n-1)\,[J_e + F_e \cdot x^2] + \frac{1}{3}\,b\,(e_u^3 + e_o^3)$$

[41]) Nach W. Wolff, Zentralbl. Bauv. 1907 S. 342.

und die Betonzugspannung $\sigma_{b_u} = M \cdot e_u : J$, wo M der auf einen Träger entfallende Anteil desjenigen Momentes ist, der noch im Beton Zugspannungen hervorruft (vgl. oben, $n = E_e : E_b$ bei der Eisenbahndirektion Berlin = 10.

Für Träger zulässige Spannung 800 kg/qcm. Solange die Verbundwirkung erhalten bleibt, erreicht die tatsächlich entstehende nicht 200 kg/qcm.

Die erforderliche Konstruktionshöhe h ergibt sich bei Holzschwellen für $y = 35$ cm und Lichtweiten l' bis 6 m genau genug aus $h = 62$ cm $+ 10\,l'$ (Abb. 231) und für l' von 6 bis 12 m aus $h = 81$ cm $+ 6{,}5\,l'$.

Bei Eisenschwellen ist die Konstruktionshöhe in der Regel 8 cm kleiner.

Zahlenwerte aus der Zusammenstellung der Eisenbahndirektion Berlin:

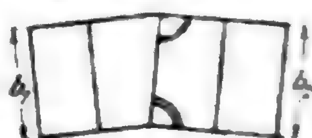
Lichtweite l'	2	4	6	8	10	12 m*)
Stützweite l	2,3	4,4	6,6	8,6	10,6	12,7 m
Trägerquerschnitt	I 22	I 34	I 47,5	I 55	I 60 B	I 75 B
Anzahl Träger auf 3,5 m*)	7	7	7	7	7	8
Konstruktionshöhe h bei Holzschwellen	81	102	120	138	149	159 cm
Betonhöhe h_b **)	30	51	68	86	96	106 cm
Gewicht der Träger für 1 m Länge des Bauwerks	217,1	476,4	895,7	1164,9	1652,0	2107,2 kg

Bei der Ermittlung des Gesamtgewichts aus der letzten Zeile ist die wirkliche Baulänge der Träger zu berücksichtigen.

4. Brücken in Kurven.

Besonders bei Brücken mit mehreren Oeffnungen sind — zumal noch bei Gerberträgern — verschiedene Grundrifsanordnungen möglich. Meistens werden die einzelnen Pfeilerpaare radial gestellt und die Hauptträger als geradlinige Sehnen zwischen den Auflagerpunkten durchgeführt. Querträger in einem Knickpunkt können zur Vereinfachung der Ausführung statt radial nach Abb. 235 angeordnet werden. Dann wird allerdings $b_2 > b_1$.

Abb. 235.



1. Bei Querschwellenoberbau müssen bei rechtwinkligen Anschlüssen der Längs- und Querträger die Längsträger in den verschiedenen Feldern zum Teil gegeneinander versetzt sein (Abb. 236). Verschiebung mit Rücksicht auf die Vernietung mindestens so grofs wie die Entfernung e der Nietreihen (Abb. 237). Längsträger mehrerer Felder unter Umständen zu einer Stufe zusammengefafst.

Abb. 236

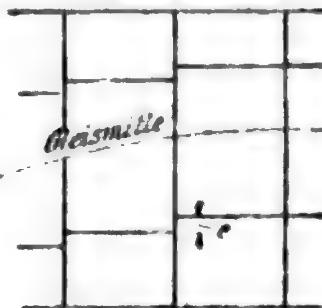
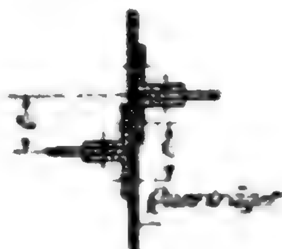


Abb. 237.



Die Schienenüberhöhung des äufseren Gleises wird in vielerlei Weise herbeigeführt, z. B. durch Schwellen mit Keilform, Erhöhung des äufseren Schwellenlagers mittels eines Klotzes oder Ueberhöhungsstuhles sowie durch verschieden hohe Lage der unterstützenden Träger.

2. Brückenverbreiterung. Bei Fahrbahn unten mufs die Pfeilhöhe der Kurve und die durch die Ueberhöhung der Schiene hervorgerufene Wagenneigung berücksichtigt werden. Die Verbreiterung infolge einer Schienenüberhöhung h beträgt $h\,\frac{3{,}05}{1{,}50}$

---

*) Bei $l' = 12$ m ist eine Verteilung auf 3,6 m angenommen, sonst auf 3,5 m.

**) In der Mitte 1 bis 3 cm gröfser wegen der Neigung.

Ist jedoch die Hauptträgerhöhe y über S.-O. geringer als 3,05 m, so ist die Verbreiterung $h\,\frac{y}{1{,}50}$.

Für Hauptträger eingleisiger Brücken, die mindestens 3,05 m über S.-O hinaufreichen, erhält man als kleinste gesamte lichte Breite zwischen den Hauptträgern $b = 4{,}4 + h\,\frac{3{,}05}{1{,}50} + \frac{l^2}{8\,R}$, wo l die wirkliche Baulänge des Trägers bedeutet.

Die für die verschiedenen Kurvenhalbmesser und entsprechenden Ueberhöhungen sich hieraus ergebenden Gröfsen b sind für Brückenlängen von 10 bis 60 m in der folgenden Tafel zusammengestellt.

R in m . . .	1300	1200	1100	1000	900	800	700	600	500	400	300	250	200	180	Baulänge l der Träger in m
h in mm . .	46	48	50	53	56	59	64	71	80	94	108	120	125	125	
$h\,\frac{3{,}05}{1{,}50}$ in mm	94	98	102	108	114	120	130	144	163	192	220	244	255	255	
Lichte Breite b in m	4,50	4,51	4,51	4,52	4,53	4,54	4,55	4,57	4,59	4,62	4,66	4,69	4,72	4,73	10
	4,53	4,54	4,55	4,56	4,57	4,58	4,60	4,63	4,66	4,72	4,79	4,84	4,91	4,93	20
	4,58	4,60	4,62	4,63	4,65	4,68	4,71	4,75	4,81	4,90	5,04	5,14	5,28	5,35	30
	4,65	4,67	4,68	4,71	4,74	4,77	4,82	4,88	4,96	5,09	5,29	5,44	5,66	5,77	40
	4,73	4,76	4,79	4,82	4,86	4,91	4,98	5,06	5,19	5,37	5,66	5,89			50
	4,84	4,87	4,91	5,01	5,08	5,17	5,29	5,46	5,72						60

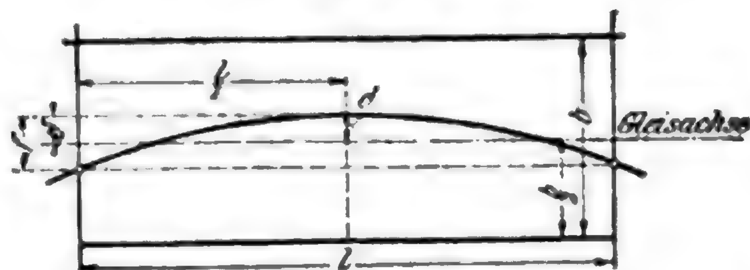
Bei dieser engsten Hauptträgerstellung erhält der äufsere Hauptträger gröfsere **Momente** in der Mitte als der innere. Diesem Uebelstand kann nur durch Hinausrücken des äufseren Trägers, also Verbreiterung der Brücke und Erhöhung des Fahrbahngewichtes entgegengetreten werden.

Bei Brücken mit obenliegender Fahrbahn kann man unbehinderter die Brücke so in die Kurve hineinrücken, dafs die statischen Wirkungen der Zuglast in bestimmter Weise auf die beiden Hauptträger verteilt werden.

Sollen die Gröfstmomente in der Mitte für den äufseren und inneren Träger bei einem ruhenden Lastenzug ohne eine Ueberhöhung der äufseren Schiene gleich grofs werden, so mufs die Brückenachse so in die Kurve gelegt werden, dafs $\delta = f/6$ (Abb. 238). Soll erreicht werden, dafs das Moment der Brückenmitte des äufseren Trägers bei bewegter Last gleich dem Momente des inneren Trägers bei ruhender Last wird, so ergibt sich $\delta = r + \frac{f}{6} - \frac{e}{2}$.

Hierin ist $r = \frac{k \cdot h}{s}$; $e = \frac{h_1 \cdot v^2}{9{,}81\,R}$ und $f = \frac{l^2}{8\,R}$, wo k = Höhe des Schwerpunktes des Zuges über S.-O. (= 1,5 m), h die Ueberhöhung der äufseren Schiene, s die Spurweite, h_1 die Höhe des Zugschwerpunktes über der Ebene des Windverbandes und v die Geschwindigkeit in m/sk.

Abb. 238.



Wird δ negativ, so ist eine genaue Untersuchung, ob die lichte Entfernung der Endvertikalen genügt, besonders am Platze. Läfst man bei ruhender Belastung eine höhere Beanspruchung zu und stellt man die Forderung, dafs bei der gröfsten oder bei einer sonstigen bestimmten Geschwindigkeit des Zuges nahezu gleich grofse Gröfstmomente in beiden Hauptträgern hervorgerufen werden, so erhält man mit denselben Bezeichnungen $\delta = r + \frac{f}{6} - e$.

Will man dem äufseren Träger halbsoviel Mehrbelastung bei bewegter Last zuweisen wie dem inneren Träger bei ruhender Last, so ergibt sich $\delta = r + \frac{f}{6} - 0{,}8\,e$.

Bei Brücken mit durchgehender Bettung und der Ueberhöhung entsprechendem trapezförmigen Bettungsquerschnitte sind diese Formeln nicht mehr genau.[a]

Wird in besonderen Fällen die lichte Breite nach einer bestimmten Wagenart festgelegt, so sind Lage des Drehgestells, der in der Kurve sich ergebende äufsere Ueberstand über die halbe Wagenbreite am Ende des Wagens und der entsprechende Ueberstand nach innen in der Wagenmitte zu berücksichtigen.

Bei zweigleisigen Brücken ist die Gleisentfernung zu vermehren mit der Summe dieser Ueberstände.

5. Konstruktionshöhen von Eisenbahnbrücken.

Tafel 16 (S. 1007) [nach Dircksen[13]].

Bei den kleinsten Konstruktionshöhen sind Holzschwellen 16 cm, breitflanschige Träger (bis I 22 B herunter) als Längsträger und Flacheisen als Winddiagonalen angenommen. Ferner ist, wenn nötig, eine sehr kleine Feldweite vorausgesetzt.

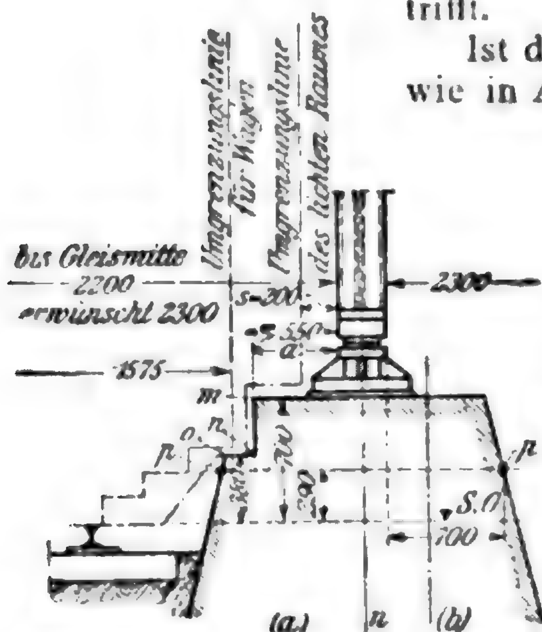
Tafel 17 (S. 1008) [z. T. nach Dircksen[13]].

Bei den kleinsten Konstruktionshöhen sind eiserne Schwellen mit 15 cm Bettung darunter, sowie Fahrbahngerippe aus breitflanschigen Trägern vorausgesetzt.

6. Stützen zwischen Gleisen.

Der Sockel ist zur Sicherung der Stütze so zu bemessen, dafs der Wagen bei einer etwaigen Entgleisung noch mit hinreichend widerstandsfähigen Teilen gegen das Mauerwerk anprallt, bevor der Wagenkasten die Stützen trifft.

Abb. 239.



Ist die Gleismittenentfernung 2,2 m, so mufs wie in Abb. 239 a (die nur das Normalprofil berücksichtigt), der Sockelteil *mno* ausgespart werden. Der Spielraum zwischen Mauerfläche *mn* und Normalprofil ist aber auf das äufserste zu beschränken, d. h. *a* mufs nur wenig kleiner als 550 mm sein. Besser $a = 550$ mm und Gleismittenentfernung > 2200 mm.

p ist der Punkt, wo die Wagenachse des entgleisten Wagens das Mauerwerk trifft. Wird nach Abb. 239 b das Mafs 700 mm innegehalten (zu empfehlen!), so ergibt sich beim Anprall im ungünstigsten Falle ein Zwischenraum von 203 mm zwischen Stütze und Wagenkasten. Gleismittenentfernung 2,3 m.

---

[a]) Nach E. Björnstad, Zentralbl. Bauv. 1910 S. 550.

Tafel 16.

Konstruktionshöhen von Eisenbahnbrücken ohne Durchführung der Bettung.

l = Stützweite in m.

Anordnung nach:	Stützweite m	Entfernung der Hauptträger m	Kleinste cm	Mittlere cm	Erwünschte cm
			Konstruktionshöhe		
Abb. 195 S. 989.	1 bis 8	0,36 bis 0,45	$\frac{l}{7+l}$ (> 30)		
Abb. 196 S. 989.	≦ 10 ≦ 11,5 ≦ 17.5	1,90 bis 3,20 3.3 3.7	37 bis 48 50 52		
Abb. 197 S. 989.	≦ 15,5 ≦ 20	3.75 4.80	56 58	86 88	98 100
Abb. 198 S. 989.	20 bis 30 30 „ 40 40 „ 50 > 50	4,8 4,9 5,0 5,0	61 65 71 76	88 100 115 125	100 112 132 148
Abb. 199 S. 989.	≦ 12 12 bis 26	1,6 bis 1,8*) 1,6 „ 1,8*)	$\frac{l}{12}+37$ $\frac{l}{12}+39$		$\frac{l}{10}+46$ $\frac{l}{9}+49$
Abb. 200 S. 989.	30 40 50	2,3 3,0 4,0	$\frac{l}{12}+24$ $\frac{l}{12}-10$ $\frac{l}{13}-42$		$\frac{l}{8}+25$ $\frac{l}{8}-10$ $\frac{l}{8}-42$
Abb. 201 S. 989.	30 40 50 60	2,3 3,0 4,0 4,2	$\frac{l}{12}+76$ $\frac{l}{12}+81$ $\frac{l}{13}+89$ $\frac{l}{13}+100$		$\frac{l}{8}+102$ $\frac{l}{8}+116$ $\frac{l}{8}+147$ $\frac{l}{8}+165$

*) Für die etwas größeren Stützweiten ist die Hauptträgerentfernung meistens 2 m, dann wird die Konstruktionshöhe etwa 6 cm größer.

Tafel 17.
Konstruktionshöhen von Eisenbahnbrücken mit Durchführung der Bettung.

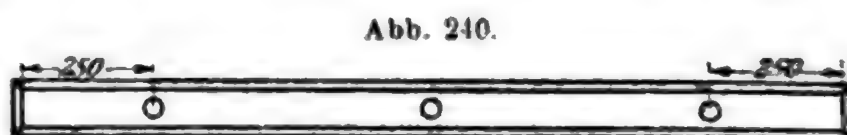
l = Stützweite in m.

Anordnung nach:	Stützweite	Entfernung der Hauptträger	Kleinste	Mittlere	Erwünschte
			K o n s t r u k t i o n s h ö h e		
	m	m	cm	cm	cm
Abb. 202 S. 989.	< 13 < 16 20	3.4 3.45 4.8	72.5 75 80		100 105 120
Abb. 203 S. 989.	30 40	4.8 5.0	80 88	116 132	106 142
Abb. 204 S. 989.	< 26		$\frac{l}{14} + 46$		$\frac{l}{9} + 58$
Abb. 206 S. 991. Blechbogen mit durchgehender, über den Hauptträgern liegender Fahrbahn			Im Scheitel $\frac{l}{40} + 48$ *) In 1/3 der Stützweite $\frac{l}{19} + 48$	Im Scheitel $\frac{l}{40} + 77$ In 1/3 der Stützweite $\frac{l}{17} + 77$	
Abb. 231 u. 232 S. 1002 mit Beschränkung der Betonzugspannungen	Lichtweite l 1 bis 5 m 6 „ 12 „				$60 + 10\,l'$ $81 + 6{,}5\,l'$ (l' = Lichtweite)
Abb. 231 u. 232 S. 1002 ohne Beschränkung der Betonzugspannungen	4 bis 12 m		$38 + 6{,}5\,l$		$80 + 3{,}75\,l$

Anm.: Bei Holzschwellen und bei Beschränkung der Betonzugspannungen auf 20 kg/qcm.

Abb. 240. Um einen Anprall an die Stütze zu verhindern, ist das Mafs 250 cm innezuhalten. Sockel neuerdings vielfach zugespitzt und die getrennten einzelnen Stützen durch eine zusammenhängende Wand aus Beton zwischen eisernen Trägern ersetzt.

Abb. 240.



*) Wenn möglich, wird empfohlen, nicht unter $0{,}03\,l + 56$ cm herunterzugehen (Brabandt[19]).

C. Strafsenbrücken.

1. Fahrbahnbreite und -gefälle.

Fahrbahn für 2 Wagenreihen (5 m) nur für geringen Verkehr, 3 Wagenreihen (von 7,2 m) ist die übliche Mindestbreite in Städten und auch häufig bei Chausseen, eine für 4 Reihen bemessene Fahrbahnbreite (9,5 bis 11 m) genügt für sehr starken Verkehr. Sind auf einer Brücke mit Fahrdamm für 3 Wagenreihen zwei Strafsenbahngleise, so sind sie unter Freilassung der Fahrbahnmitte an den Bordschwellen zu führen.

Fufswegbreite bei Fufswegen auf Konsolen aufserhalb der Hauptträger mindestens 1,25 m, innerhalb der Hauptträger oft bis gegen $^1/_2$ m herunter. In Grofsstädten bis 3 m, selten breiter.

Bei längeren Brücken ist der Entwässerung wegen ein Längsgefälle von 1 : 200 erwünscht. Betr. Gefälle vgl. auch S. 600, Zuglasten und S. 641. Die Abrundung des Gefälles in der Brückenmitte kann im Notfalle auf eine Strecke von etwa 4 m beschränkt werden. Quergefälle, nach der Strafsendecke bemessen, meistens $\sim$ 1 : 50. Die Querträgeroberkante wird oft zweckmäfsig parallel dem Querprofil des Fahrdammes gestaltet und die Längsträger $\perp$ dazu gestellt (Abb. 246).

Höhe der Bordschwelle über Fahrdamm 10 bis 15 cm, Querneigung der Fufswege $\sim$ 1 : 50 bis 1 : 40.

2. Bohlenbelag.

Leichteste und billigste Abdeckung, billig auch, weil Quer- und Hauptträger dadurch wenig belastet werden. Einfacher Bohlenbelag nur für ganz untergeordneten Verkehr. Bei doppeltem Bohlenbelag liegt der obere Belag dicht und ist 5 bis 6, ausnahmsweise bis 8 cm stark. Untere Bohlen mit 1 bis 2 cm Zwischenraum gelegt und 10 cm stark, wenn die Festigkeitsberechnung nicht eine gröfsere Stärke ergibt. Obere und untere Bohlen gegeneinander versetzt.

Bei der Berechnung wird meist angenommen, dafs eine Radlast sich auf zwei untere Bohlen verteilt. Ist c die Längsträgerentfernung, b und d Breite und Stärke der Bohlen und P die Radlast, so erhält man unter der Voraussetzung einer Radlast in der Mitte

für einfachen Bohlenbelag $$d_{min} = \sqrt{\frac{3\,Pc}{2\,b\sigma}}; \quad c_{max} = \frac{2\sigma b d^2}{3\,P},$$

für doppelten Bohlenbelag $$d_{min} = \sqrt{\frac{3\,Pc}{4\,b\sigma}}; \quad c_{max} = \frac{4\sigma b d^2}{3\,P}.$$

Bei einfachem Belag ist wegen Abnutzung zu d_{min} ein Zuschlag von 2 cm erforderlich, bei doppeltem nicht.

Bei $b = 24$ cm, $\sigma = 75$ kg/qcm erhält man hiernach die den verschiedenen Bohlenstärken entsprechenden gröfsten Längsträgerentfernungen wie aus umstehender Tafel folgt.

Bei gröfserer Bohlenbreite nehmen diese Werte c proportional der Bohlenbreite zu.

Radlast t	Bohlenstärken in cm 10	11	12	13	14	15	16	
1,5	0,80	0,97	1,15	1,35	1,57	—	—	Einfacher Bohlenbelag
3	—	—	—	0,68	0,78	0,90	1,02	
5	—	—	—	—	—	—	0,61	
1,5	1,60	—	—	—	—	—	—	Doppelter Bohlenbelag
3	0,80	0,97	1,15	1,35	1,57	—	—	
5	—	—	0,69	0,81	0,98	1,08	1,22	

Zur Herstellung einer Querneigung und leichteren Erneuerung werden die Bohlen zweckmäfsig in der Mitte gestofsen (Abb. 241 c). Die Bohlen werden entweder unmittelbar auf den Längsträgern mittels Hakennägel (Abb. 242) oder Schrauben (Abb. 243) befestigt oder an kleinere, auf den Längsträgern verschraubte Hölzer genagelt (Abb. 241).

Abb. 241.

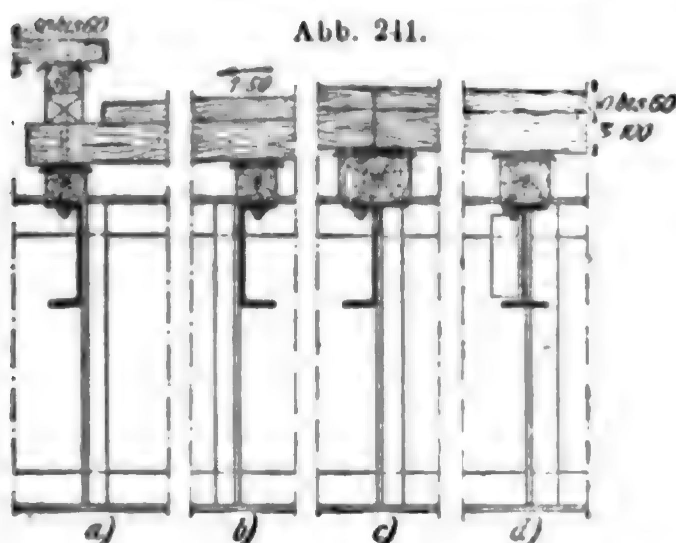


Abb. 242.

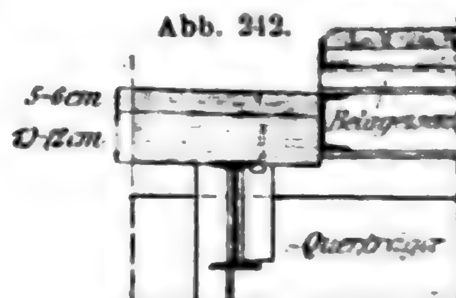


Abb. 243.

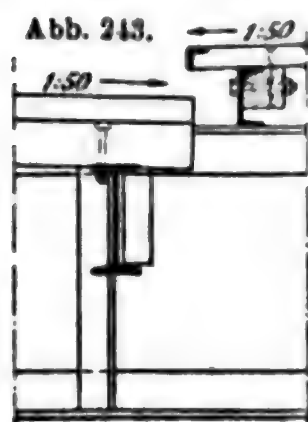


Abb. 241 bis 243 zeigen die Anordnung des Fufsweges.

Als Längsträger bieten bei Bohlenbelag **[**-Eisen (Abb. 241) wegen des bequemen Anschlusses und wegen des breiteren Flansches der kleineren Profilnummern Vorteil, sind jedoch wegen ihrer unsymmetrischen Querschnitte bei Biegung nicht den **I**-Eisen gleichwertig, so dafs, streng genommen, entsprechend gröfsere Querschnitte zu wählen sind (S. 923).

3. Schwere Fahrbahn.

a. Tragende Fahrbahntafel.

Belageisen (Abb. 246a u. 247), Buckelplatten, **Hängebleche** (Tonnenbleche), **ebene Bleche, teils allein, meistens in Verbindung mit einer aufgebrachten Betonschicht, die die obersten Eisenteile mindestens 6 cm bedeckt und am besten unter entsprechender Querneigung (bzw. mit Entwässerungsmulden) mit einer wasserdichten Isolierschicht (Asphaltfilz usw.) und einer darüberliegenden Schutzschicht versehen ist** (Abb. 244, 245a u. b u. 251).

Statt Kiesbeton mit Isolierschicht auch der wasserdichte Asphaltbeton ohne Isolierschicht (teuer).

Aufserdem noch Fahrbahntafeln aus Eisenbeton (Abb. 249 u. 250) und bei kleineren Spannweiten in Beton eingegossene Walzträger. Anordnung hier genau wie bei Eisenbahnbrücken (Abb. 231 bis 233).

Buckelplatten (Abb. 244 u. 245a u. b). Siehe auch Eisenbahnbrücken (S. 998). Stärke 6 bis 8 mm.

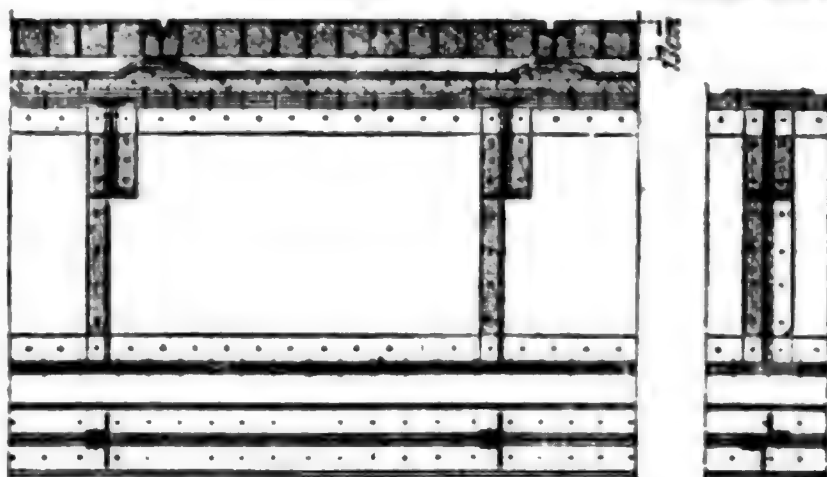
Bei der Berechnung des Eigengewichts kann bei einer rohen Veranschlagung der Inhalt der Mulden im Mittel gleich einer $4^3/_4$ cm

Abb. 244.

starken, gleichmäfsig verteilten Schicht angenommen werden, also 95 bis 110 kg/qm bei einem spezifischen Gewicht von 2 bis 2,3.

Bei kleineren Spannweiten erspart eine Fahrbahntafel aus Buckelplatten einen Windverband.

Abb. 245 a. Abb. 245 b.



Tonnenbleche (Abb. 230 S. 1002) sind weniger wirksam für wagerechte Versteifung als Buckelplatten und haben gröfseren Rauminhalt, bedürfen aber einer geringeren Trägerzahl im Fahrbahngerippe.

Ebene Bleche S. 1002.

Belageisen I. Bd. S. 644 u. 660.

Für den Fahrdamm in der Regel N. P. 11 oder auch mitunter Burbacher Sonderprofil ($b = 240$, $h = 120$, $W = 90$ cm³ und für das Vernieten breitere Flansche als N. P. 11).

Sie werden meistens quer zur Brückenachse auf den Längsträgern verlegt, zweckmäfsig (z. B. durch Schiefstellung der Längsträger, Abb. 246a) parallel dem Profil der Strafsendecke.

Befestigung an Längsträger durch Vernieten, wobei jeder Belageisenflansch nur mit einem Niet (Durchm. 12, zur Not 14 mm) mit dem Träger verbunden wird, oder häufiger durch Verschrauben mittels verschiedener Klemmplattenausführungen so, dafs die Schraube nicht durch den Trägerflansch geht. Bei genieteten Trägern mit Gurtplatten mufs die Nietteilung der Lage der Belageisen angepafst sein.

Die Längsträgerentfernung wird bei schweren Radlasten so bemessen, dafs die Belageisen mit etwa 3 cm lichtem Zwischenraum zu verlegen sind. Bei leichteren Lasten kann der Zwischenraum 12 bis

13 cm oder noch mehr betragen, wobei er mittels flachliegender Ziegeln, Betonplatten usw. überbrückt wird.

Behufs Gewichtsersparnis wird mitunter der Zwischenraum zwischen den Belageisen bis zur Oberkante derselben mit leichterem Baustoff ausgefüllt, z. B. Bimsbeton (spezifisches Gewicht 1,1). Belageisen Nr. 11 in 3 cm Entfernung wiegen 70 kg/qm.

Auf die Belageisen wird immer eine die Eisenkonstruktion mindestens 6 cm überragende Betonschicht gebracht.

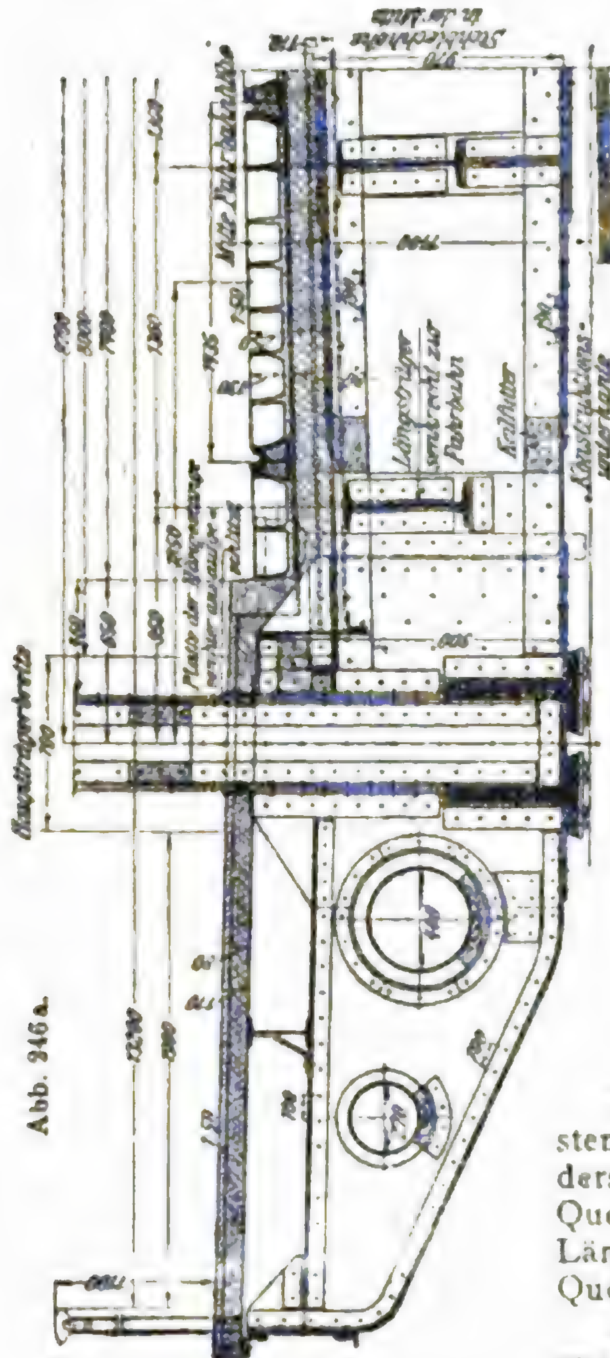


Abb. 246 a.

Abb. 246 b.

Abb. 247.

Abb. 248.

Die Höhenlage der Längsträger meistens so, dafs die Belageisenoberkante in derselben Höhe oder etwas höher als die Querträgeroberkante liegt. Auch kann Längsträgeroberkante in gleiche Höhe mit Querträgeroberkante gebracht werden.

Abb. 246 a u. b[27]) zeigt einen Brückenquerschnitt mit Belageisen als Fahrbahntafel.

Zu beachten sind: Querträgeranschlufs an Hauptträger, Verbindung von Fufswegkonsole und Querträger, Randträger, Bordschwelle und Fufswegdecke (Beton und Asphalt).

Abschlufs der Belageisen gegen die Querträger Abb. 260 u. 261 S. 1023.

Berechnung. Belastung durch ein schweres Rad in der Mitte zwischen zwei Längsträgern. Lastverteilung durch die Strafsendecke nach Abb. 247 u. 248, wobei $y = 2z + 10$ und $x = 2z + 10$ oder $2z + 20$ angenommen wird.

Bei Schotter und oft auch bei Pflaster werden die um 45° geneigten Druckverteilungslinien von der Strafsen**oberfläche** gezogen. Man erhält dann eine wesentlich günstigere Belageisenberechnung. Vgl. auch die Vorschriften der Stadt Köln für die Berechnung der eisernen Ueberbauten der neuen Rheinbrücke.*)

Auf ein Belageisen kommt ein Anteil der Radlast $P' = P \cdot \frac{b}{y}$. Bei engliegenden Belageisen mitunter auch $P' = \frac{P}{2}$ gesetzt.

Meistens werden die Belageisen als freiliegende Träger berechnet, also

$$M = \frac{g' c^2}{8} + \frac{P'}{2}\left(\frac{c}{2} - \frac{x}{4}\right).$$

Bei 3 cm Zwischenraum zwischen den Belageisen, 10 cm Nabenbreite und nach Abb. 247 wird $P' = 0{,}6\,P$. Nimmt man etwa einschliefslich Schneelast $g = 900$ kg/qm, so erhält man für N. P. 11 die zulässigen Längsträgerentfernungen in cm wie folgt:

Raddruck P in t	Spannung σ 700 kg/qcm	800 kg/qcm
3	129	144
5	91	100

Das 10 t-Rad einer Dampfwalze ruft meistens ein gröfseres Moment hervor als das 5 t-Wagenrad. Jedoch sind meistens dabei $\sigma = 1000$ bis 1100 kg/qcm statt $\sigma = 800$ kg/qcm zugelassen.

Bei der z. T. auch gebräuchlichen Berechnung als durchlaufender Träger (Endfeld) ist $M = \left(0{,}22 - 0{,}142\,\frac{x}{c}\right) P' c + 0{,}078\,g' c^2$ **) oder bei nur teilweiser Berücksichtigung der Kontinuität etwa

$$M = \left(0{,}23 - 0{,}134\,\frac{x}{c}\right) P' c + 0{,}1\,g' c^2.$$

Belageisen haben gegen Buckelplatten den Nachteil, dafs ein Windverband immer erforderlich ist.

Fahrbahntafeln aus **Eisenbeton.**

Ebene Eisenbetondecken können durchlaufend auf den

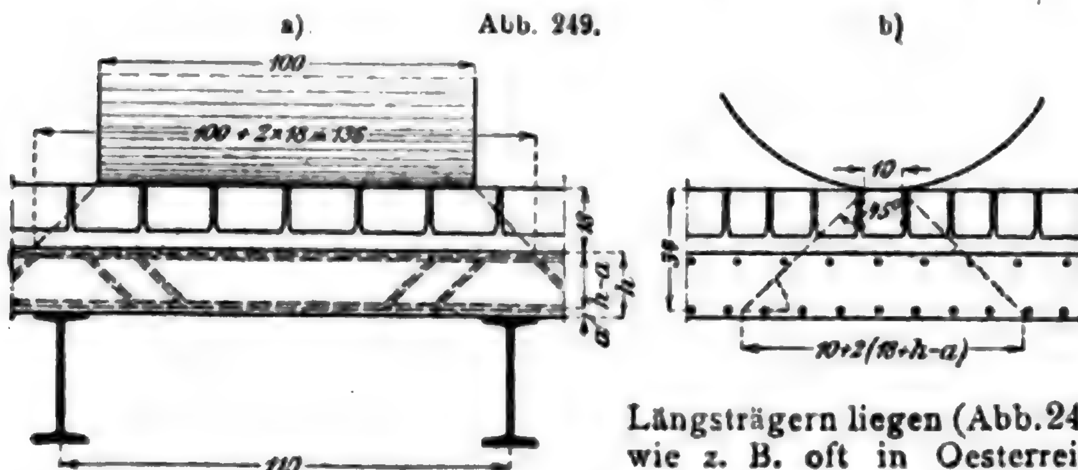


Abb. 249.

Längsträgern liegen (Abb. 249), wie z. B. oft in Oesterreich, oder zwischen die Längsträger gespannt sein, wobei der Längsträger vollkommen eingegossen sein kann — gewissermafsen als Eiseneinlage eines Plattenbalkens

*) Eisenbau 1911 S. 407.
**) H. d. I. W. Bd. II S. 210 (1907).

(Abb. 250). Er kann aber auch dabei ohne Rücksicht auf den umgebenden Beton berechnet werden.

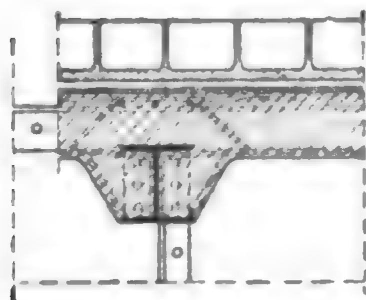
Verteilung des Rad- bzw. Dampfwalzendruckes nach Abb. 249. Die Verteilungsbreite quer zu den Haupteiseneinlagen (mindestens wie in Abb. 249b) darf gröfser angenommen werden als in der Richtung derselben.[44])

Bei einem 10 t-Dampfwalzenrad, 18 cm Verteilungstiefe und 500 kg/qm Belastung oberhalb der Betonplatte (Abb. 249), 1,1 m Längsträgerentfernung und unter der Annahme, dafs $M = 0{,}8 \times$ Mom. bei freier Auflagerung ($0{,}1\,gl^2$) und dafs die Betonzugspannungen nicht beschränkt sind, erhält man die folgenden erforderlichen Plattenstärken h:

zulässige Spannung	σ_e	1000	1000	800	800 kg/qcm
	σ_b	40	40	30	30 „
$n = E_e : E_b$		15	10	15	10 „
h		16 cm	18 cm	18 cm	20 cm

Bei Belastung durch ein 5 t-Wagenrad höchstens 1 cm kleinere Stärke, bei einem 8 t-Wagenrad 3 bis 4 cm kleinere Stärke.

Abb. 250.



Mitunter werden durch günstigere Berechnungsannahmen noch etwas kleinere Stärken herausgerechnet.

Wirtschaftlich kann die Eisenbetontafel wegen des gröfseren Gewichtes nur bei kleineren Spannweiten mit den Belageisen in Wettbewerb treten (vgl. Melan[11]) S. 146).

Eisenbetongewölbe mit schlaffer oder auch steifer Bewehrung werden unter Ersparung der Längsträger zwischen die Querträger oder bei Fahrbahn oben auch zwischen die vollwandigen Hauptträger gespannt. Ausführung bis 6 m Gewölbespannweite bei $^1/_{10}$ Pfeilhöhe und — für schwersten Strafsenverkehr — nur 17 cm Gewölbestärke (kaum zweckmäfsig).

Mit $\sigma_e = 800$ kg/qcm, $\sigma_b = 31$ kg/qcm, Pfeilhöhe $f = {}^1/_{10}\,l$, und wenn d = Gewölbestärke, α = Bewehrungskoeffizient (Summe der oberen und unteren Einlagen) in Prozenten des vollen Betonquerschnittes, erhält Prof. Melan nachstehende Ergebnisse (Betreffend Formeln und weitere Annahmen vgl. Melan Brückenbau[13]) S. 152).

	$l =$	2,5	3	4	5	6 m
Raddruck = 3 t	$d =$	9,5	11,0	13,5	15,5	17,2 cm
	$\alpha =$	0,79	0,85	0,99	1,13	1,26 %
Raddruck = 4 t	$d =$	11,1	13,0	15,9	18,2	20,3 cm
	$\alpha =$	0,55	0,58	0,72	0,87	0,98 %

Die gröfsten Spannweiten sind unzweckmäfsig wegen des hohen Gewichtes. Es empfiehlt sich dann Zwischenquerträger einzuschalten, um l zu verringern.

b. Strafsendecken.

Haupterfordernisse: möglichste Wasserdichtigkeit, möglichst wenig Unebenheiten und kein überflüssiges Gewicht.

Steinpflaster. Vorteile: Lange Dauer und einfache Unterhaltung. Stärke auf Brücken häufig 13 cm. In letzter Zeit jedoch Kleinpflaster, 8 bis 10 cm stark (Abb. 251), oft bevorzugt.

[44]) Gehler, Hdb. f. Eisenbetonbau. 2. Aufl., Bd. 6 S. 136. Berlin 1911. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

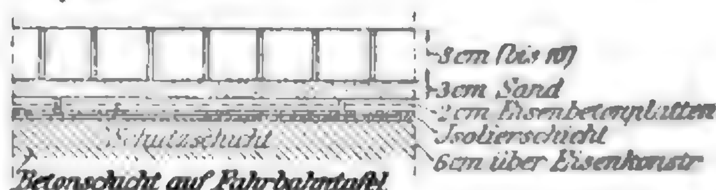
Gewöhnliches wie Kleinpflaster wird in eine 3 cm starke Sandschicht gesetzt; darunter liegt eine Schutzschicht (z. B. dünne Eisenbetonplatten), darunter wieder die Isolierschicht (Asphaltfilz usw.), die auf der Betondecke der Fahrbahntafel liegt. Diese soll die höchsten Teile der Eisenkonstruktion mindestens 6 cm überragen (Abb. 251).

Die Fugen des Pflasters werden am besten mit Asphalt oder Zementmörtel 1 : 1 (Kleinpflaster) ausgegossen.

Kleinpflaster wird auch ohne Isolierschicht in eine auf Betonunterlage aufgebrachte 3 cm trockene Zementschicht 1 : 2 gesetzt. Nachher eingenäfst und Fugen vollgeschlämmt. Statt besonderer Isolierschicht dann dichtende Betonzusätze.

Das erreichbare Mindestgewicht von Fahrbahntafel und -decke beträgt bei Ausführung nach Abb. 251 bei 8 cm Kleinpflaster etwa 675 kg/qm und bei 13 cm Pflaster etwa 800 kg/qm.

Abb. 251.



Nach einigen Vorschriften sind bei Steinpflaster die Erschütterungen durch einen Zuschlag von 10 bis 20 % zu den Radlasten zu berücksichtigen.

Holzpflaster meistens 13 cm stark, spez. Gew. 1,15. Vorteil: geringes Gewicht, geringe Stöfse. Nachteil: Veränderlichkeit des Volumens, die Notwendigkeit einer fachmännischen Unterhaltung. Ueber Verlegen S. 628. Unter den Klötzen eine mit Zementmörtel 1 : 2 abgeglichene 4 bis 5 cm starke Betonschicht 1 : 4, dann Isolierschicht, darunter eine die Fahrbahntafel noch 5 cm überragende Betonschicht 1 : 6 bis 1 : 8 empfohlen. Gewicht dieser Ausführung einschliefslich Fahrbahntafel etwa 600 kg/qm. Bei leichtester Ausführung (leichtere Füllung zwischen den Belageisen, 10 cm Holzpflaster) ist man auf reichlich 400 kg/qm heruntergekommen. Besondere Isolierschicht entbehrlich, wenn unter der oberen Betonschicht eine die Eisenteile noch mit 4 cm überdeckende Asphaltbetonschicht sich befindet (teuer!).

Stampfasphalt. Stärkste Längsneigung 1 : 70. Stärke der Asphaltschicht 5 cm, spez. Gew. 1,5.

Die als Unterstützung dienende Betonschicht soll hier mindestens 9 cm stark sein. Isolierschicht nicht erforderlich. Gewicht einschl. Fahrbahntafel 400 bis 550 kg/qm.

Chaussierung. Auf Chausseebrücken kleinerer und mittlerer Spannweite gebraucht. Querneigung 1 : 40 bis 1 : 30. Es wird empfohlen, Betonunterlage, Isolierschicht und Schutzschicht, wie unter Steinpflaster beschrieben, auszuführen. Schotterschicht darauf in der Mitte 20 cm, am Rande $\geqq$ 15 cm. Gewicht dieser Ausführung 800 bis 850 kg/qm.

Ueber Fahrbahntafel, -decke und Gewichte s. auch [45]).

Strafsenbahnschienen werden zweckmäfsig auf eine 35 mm starke Eisenbetonplatte gestellt, die mit einer 5 mm starken Zwischenschicht

---

[45]) Bernhard, Eiserne Brücken. Berlin 1911. Verlag Deutsche Bauzeitung.

aus Filz auf der Isolierschicht steh [16]) Man braucht hierbei 20 bis 22 cm Stärke von Isolierschicht bi Fahrbahnoberkante und beachte, dafs sich dabei gröfsere Fahrbahngew :hte ergeben, als oben angegeben.

Fufswegdecken. Holz, womögli ı Längsbohlen (Abb. 241 bis 243 S. 1010); ferner 2 cm Zementestricł oder 2½ cm Gufsasphalt (auch Asphaltplatten) auf Eisenbetonplatte (Abb. 246 S. 1012) oder auf Belageisen mit Betonauffüllung.

Die Eisenbetondecke ist 6 bis I ı cm stark.

Als Belageisen oft N. P. 5 oder N P. 6 mit grofsen Zwischenräumen (in Abb. 264 S. 1023 ungewöhnlich rofs!). Betonschicht darüber zur Ersparung von Gewicht nur 2 bis 3 :m.

Auch werden Granitplatten, z. B. 8 cm stark und 1,3 m freitragend, als Fufswegdecke verwendet (Berline Brücken).

Eiserne Geländer. Uebliche Hċ ıe 1,1 m. Sie werden auf eine oben angreifende wagerechte Kraft ı on 100 kg/lfd. m berechnet.

4. Fahrbah ıgerippe.

Die **Trägerhöhen** fallen bei den ːängsträgern verhältnismäfsig gering aus. Gröfsere Durchbiegungen als bei Eisenbahnbrücken sind zulässig. Das günstigste Verhältnis von Querträgerhöhe zu Brückenbreite wächst mit der Belastung, also auch mit der Feldweite.

Bei nicht sehr schmalen Brücken wird behufs Gewichtsverminderung der Strafsendecke der Querträgerobergurt zweckmäfsig parallel dem Strafsenquerprofil geführt.

Bei Brücken mit Fahrbahn oben wird der vollwandige Querträger mitunter mit Vorteil ersetzt durch eine Fachwerkkonstruktion, die mit der Querverkreuzung der Hauptträger zusammen eine einheitliche Konstruktion bildet. Bei vielen Strafsenbrücken ist mit grofsen kreisrunden Aussparungen im Stehblech für Leitungsrohre zu rechnen.

Aus den Tafeln 26 u. 27 ist ersichtlich, dafs das geringste Gewicht des Fahrbahngerippes bei einer verhältnismäfsig kleinen Feldweite erreicht wird.

Tafeln für Längs- und Querträger (S. 1017 bis 1021). *)

Die Tafeln sind berechnet

1. für eine Belastung durch zwei ohne Zwischenraum fahrende 12 t-Wagen,
2. für einen 12 t-Wagen und einen 20 t-Wagen nebeneinander fahrend,
3. für eine 23 t-Dampfwalze.

Die Abmessungen der Wagen und der Dampfwalze wie S. 62, Abb. 1 bis 3.

Der nicht von Wagen bzw. Walze eingenommene Raum ist mit Menschengedränge von 400 kg/qm besetzt gedacht (Abb. 252 bis 259).

Bei der Berechnung der Tafeln für gepflasterte Fahrbahn ist zu den Wagenlasten 10 % für Stöfse zugeschlagen, jedoch nicht zu den Dampfwalzenlasten. Bei der Fahrbahn mit Bohlenbelag ist mit einer Schneelast von 75 kg/qm gerechnet worden und das spezifische Gewicht des Holzes zu 1 angenommen.

Das Gewicht der Fahrbahntafel nebst Fahrbahndecke, einschliefslich einer etwaigen Schneebelastung, ist bei der gepflasterten Fahrbahn zu 900 kg/qm angenommen (sehr schwere Fahrbahn).

Das Eigengewicht der eisernen Träger selbst ist berücksichtigt. Als Spannung ist bei der Wagenbelastung 800 kg/qcm, bei der Dampfwalzenbelastung 1100 kg/qcm zugrunde gelegt.

---

[16]) Schaper, Zentralbl. Bauv. 1911 S. 384.

*) Vom Verfasser dieses Abschnittes für die „Hütte" berechnet.

Tafel 18.

Längsträger. Radlast 3 t. d = Gesamtstärke der Bohlen. c = Längsträgerentfernung. **Fahrbahn doppelter Bohlenbelag.**

d	16 cm			17 cm			18 cm			18 cm			19 cm			19 cm			20 cm		
c =	0,80 m			0,90 m			1,00 m			1,10 m			1,20 m			1,30 m			1,40 m		
Feldweite	M_{max}	Erf. W	Es genügt I	M_{max}	Erf. W	Es genügt I	M_{max}	Erf. W	Es genügt I	M_{max}	Erf. W	Es genügt I	M_{max}	Erf. W	Es genügt I	M_{max}	Erf. W	Es genügt I	M_{max}	Erf. W	Es genügt I
λ_m	tm	cm³	N. P.	tm	cm³	N. P.	tm	cm³	N. P.	tm	cm³	N. P.	tm	cm	N. P.	tm	cm³	N. P.	tm	cm³	N. P.
2,5	2,07	259	22	2,11	264	22	2,30	287	23	2,47	308	23	2,62	328	24	2,77	346	24	2,89	361	25
3,0	2,53	318	24	2,59	324	24	2,81	351	24	3,02	378	25	3,22	403	26	3,39	424	26	3,54	442	26
3,5	3,04	380	25	3,11	388	25	3,34	417	26	3,62	452	27	3,84	480	27	4,06	508	28	4,23	528	28
4,0	3,54	443	26	3,62	453	27	3,91	489	27	4,20	526	28	4,49	561	29	4,75	594	29	4,95	619	30
4,5	4,06	508	28	4,18	522	28	4,49	561	29	4,84	605	30	5,17	646	30	5,47	687	32	5,72	715	32
5,0	4,61	576	29	4,75	594	29	5,10	637	30	5,52	689	32	5,87	734	32	6,23	779	32	6,52	815	34
5,5	5,16	645	30	5,35	669	32	5,73	717	32	6,20	778	32	6,62	828	34	7,04	881	34	7,36	920	34
6,0	5,79	724	32	6,01	751	32	6,41	802	34	6,90	863	34	7,40	925	36	7,85	981	36	8,21	1026	36
6,5	6,40	800	32	6,89	861	34	7,37	921	34	7,82	978	36	8,46	1057	36	9,00	1125	38	9,41	1176	38
7,0	7,59	949	34	7,90	987	36	8,49	1061	36	9,14	1143	38	9,68	1210	38	10,35	1293	40	10,78	1348	40
7,5	8,58	1073	36	8,96	1120	38	9,54	1192	38	10,33	1291	40	11,27	1409	40	11,66	1458	40	12,32	1540	42½

Tafel 19.

Längsträger. Radlast 3 t + 10 % Stofszuschlag. c = Längsträgerentfernung. **Schwere Fahrbahn.**

c =	0,80 m			0,90 m			1,00 m			1,10 m			1,20 m			1,30 m			1,40 m			Buckelplatten 1,80 m		
Feldweite	M_{max}	Erf. W	Es genügt I	M_{max}	Erf. W	Es genügt I	M_{max}	Erf. W	Es genügt I	M_{max}	Erf. W	Es genügt I	M_{max}	Erf. W	Es genügt I	M_{max}	Erf. W	Es genügt I	M_{max}	Erf. W	Es genügt I	M_{max}	Erf. W	Es genügt I
λ_m	tm	cm³	N. P.	tm	cm³	N. P.	tm	cm³	N. P.	tm	cm³	N. P.	tm	cm³	N. P.	tm	cm³	N. P.	tm	cm³	N. P.	tm	cm³	N. P.
3,0	3,38	422	26	3,49	436	26	3,79	474	27	4,10	512	28	4,36	546	29	4,61	577	29	4,85	607	30	6,16	771	32
3,5	4,14	518	28	4,29	537	28	4,63	579	29	5,04	630	30	5,35	669	32	5,67	709	32	5,94	743	32	7,58	948	36
4,0	4,93	616	30	5,12	640	30	5,55	694	32	6,01	751	32	6,42	803	34	6,80	850	34	7,14	892	34	9,08	1125	38
4,5	5,77	722	32	6,06	757	32	6,49	812	34	7,07	884	34	7,59	948	36	8,03	1004	36	8,42	1053	36	10,73	1341	40
5,0	6,72	840	34	7,05	881	34	7,62	953	36	8,25	1033	36	8,83	1104	38	9,33	1167	38	9,82	1228	38	12,58	1567	42½
5,5	7,73	966	36	8,12	1015	36	8,79	1099	38	9,49	1187	38	10,19	1274	40	10,79	1349	40	11,44	1430	40	14,47	1809	45
6,0	8,81	1101	38	9,26	1158	38	10,02	1253	38	10,84	1356	40	11,63	1454	40	12,36	1545	42½	13,00	1625	42½	16,48	2060	47½
6,5	9,88	1236	38	10,38	1297	40	11,19	1399	40	12,12	1524	42½	12,98	1622	42½	13,84	1730	42½	14,52	1815	45	18,47	2309	47½
7,0	11,42	1425	40	12,06	1507	42½	12,95	1619	42½	14,06	1758	42½	15,07	1884	45	15,99	1999	45	16,86	2108	47½	21,39	2674	50
7,5	13,32	1666	42½	13,81	1726	42½	14,83	1853	45	16,05	2006	45	17,55	2193	47½	18,29	2186	47½	19,16	2395	50	24,60	3075	55

Tafel 20.

Längsträger. Radlast 5 t. **Fahrbahn doppelter Bohlenbelag.**

d	19 cm			20 cm			21 cm			21 cm			22 cm			22 cm		
e =	0,80 m			0,90 m			1,00 m			1,10 m			1,20 m			1,30 m		
Feldweite	M_{max}	Erf. W	Es genügt	M_{max}	Erf. W	Es genügt	M_{max}	Erf. W	Es genügt	M_{max}	Erf. W	Es genügt	M_{max}	Erf. W	Es genügt	M_{max}	Erf. W	Es genügt
l m	tm	cm³	I N. P.	tm	cm³	I N. P.	tm	cm³	I N. P.	tm	cm³	I N. P.	tm	cm³	I N. P.	tm	cm³	I N. P.
2,5	3,32	415	26	3,35	419	26	3,52	441	26	3,75	460	27	3,91	480	27	4,05	507	28
3,0	4,04	505	28	4,09	511	28	4,35	544	28	4,57	571	29	4,77	596	29	4,95	619	30
3,50	4,80	600	30	4,84	605	30	5,16	645	30	5,42	677	32	5,66	707	32	5,80	736	32
4,00	5,56	695	32	5,62	703	32	6,00	750	32	6,30	786	34	6,50	821	34	6,85	857	34
4,5	6,33	792	34	6,45	806	34	6,81	852	34	7,19	899	34	7,56	945	36	7,88	985	36
5,0	7,12	891	34	7,26	908	34	7,75	968	36	8,14	1018	36	8,50	1070	36	8,93	1116	38
5,5	7,97	997	36	8,10	1013	36	8,68	1085	36	9,13	1141	38	9,58	1197	38	10,03	1254	38
6,0	8,83	1104	38	9,01	1120	38	9,61	1202	38	10,16	1270	40	10,65	1331	40	11,13	1392	40
6,5	10,15	1269	40	10,35	1294	40	11,04	1381	40	11,07	1459	40	12,25	1533	42½	12,74	1591	42½
7,0	11,63	1454	40	11,86	1483	42½	12,69	1527	42½	13,30	1663	42½	14,01	1751	45	14,61	1826	45
7,5	13,34	1668	42½	13,58	1697	42½	14,34	1793	45	15,03	1879	45	15,78	1973	45	16,55	2069	47½

Tafel 21.

Längsträger. Radlast 5 t + 10 % Stoßzuschlag. **Schwere Fahrbahn.**

e =	0,80 m			0,90 m			1,00 m			1,10 m			1,20 m			1,30 m			Buckelplatten 1,80 m		
Feldweite	M_{max}	Erf. W	Es genügt I	M_{max}	Erf. W	Es genügt I	M_{max}	Erf. W	Es genügt I	M_{max}	Erf. W	Es genügt I	M_{max}	Erf. W	Es genügt I	M_{max}	Erf. W	Es genügt I	M_{max}	Erf. W	Es genügt I
l m	tm	cm³	N. P.	tm	cm³	N. P.	tm	cm³	N. P.	tm	cm³	N. P.	tm	cm³	N. P.	tm	cm³	N. P.	tm	cm²	N. P.
3	5,04	6[illegible]0	30	5,16	643	30	5,46	683	32	5,70	712	32	6,04	755	32	6,29	786	34	8,18	1022	36
3,5	6,05	757	32	6,22	778	32	6,58	823	34	6,96	870	34	7,29	911	34	7,61	951	36	9,95	1243	36
4	7,14	893	34	7,35	919	34	7,77	972	36	8,24	1030	36	8,63	1079	36	9,01	1126	38	11,80	1475	42½
4,5	8,29	1036	36	8,54	1065	36	9,03	1129	38	9,58	1197	38	10,05	1257	38	10,50	1313	40	13,80	172[illegible]	42½
5	9,50	1188	38	9,84	1230	38	10,37	1296	40	11,02	1378	40	11,59	1449	40	12,13	1517	42½	15,94	199[illegible]	45
5,5	10,81	1351	40	11,21	1402	40	11,81	1477	42½	12,59	1573	42½	13,26	1657	42½	13,86	1733	42½	18,21	2277	47½
6	12,14	1518	42½	12,7	1585	42½	13,34	1668	42½	14,19	1774	45	15,00	1870	45	15,72	1965	45	20,69	2586	50
6,5	13,59	1699	42½	14,22	1778	45	15,01	1876	45	15,82	1990	45	16,85	2106	47½	17,66	2208	47½	23,35	2919	55
7	15,09	1886	45	15,77	1972	45	16,72	2091	47½	17,76	2220	47½	18,74	2343	47½	19,75	2469	50	26,04	3255	55
7,5	16,74	2093	47½	17,48	2186	47½	18,60	2325	47½	19,87	2483	50	21,07	2633	50	22,14	2768	55	29,36	3670	60

Längsträger. Dampfwalzenbelastung. **Fahrbahn doppelter Bohlenbelag.**

$c =$	0,80 m			0,90 m			1,00 m			1,10 m		
d	19 cm			20 cm			21 cm			21 cm		
Feldweite λ m	M_{max} tm	Erf. W cm³	Es genügt I N. P.	M_{max} tm	Erf. W cm³	Es genügt I N. P.	M_{max} tm	Erf. W cm³	Es genügt I N. P.	M_{max} tm	Erf. W cm³	Es genügt I N. P.
2.5	4.40	400	26	4,65	423	26	4,85	441	26	5.03	459	27
3.0	5.30	481	27	5.62	511	28	5.60	536	28	6.10	555	29
3.5	6.27	570	29	6.65	605	30	6.90	636	30	7.24	658	32
4.0	7.29	662	32	7.73	703	32	8.06	733	32	8.40	764	32
4.5	8.28	754	32	8.82	794	34	9.19	835	34	9.61	874	34
5.0	9.35	849	34	9.95	907	34	10.45	952	36	10.89	900	36
5.5	10.34	940	36	11,20	1018	36	11.73	1066	36	12.58	1138	38
6.0	11.72	1065	36	12.65	1150	38	13.33	1212	38	[illegible]	1291	40
6.5	13.03	1185	38	14,11	1282	40	14.63	1329	40	15,89	1445	40
7.0	14.38	1268	40	15.65	1423	40	16.57	1507	42½	17.73	1617	42½
7.5	15.51	1407	40	17.21	1564	42½	18.32	1673	42½	19.09	1790	45

$c =$	1,20 m			1,30 m			1,40 m		
d	22 cm			22 cm			22 cm		
Feldweite λ m	M_{max} tm	Erf. W cm³	Es genügt I N. P.	M_{max} tm	Erf. W cm³	Es genügt I N. P.	M_{max} tm	Erf. W cm³	Es genügt I N. P.
2.5	5.20	473	27	5.33	485	27	5.46	497	28
3.0	6.32	574	29	6.48	590	29	6.67	605	30
3.5	7.49	682	32	7.75	701	32	7.93	721	32
4.0	8.72	793	34	9,00	816	34	9,24	840	34
4.5	9.98	908	34	10,27	937	36	10,66	968	36
5.0	11.30	1026	36	11,66	1050	36	12,03	1092	38
5.5	13.13	1104	38	13,65	1241	38	14.18	1290	40
6.0	14.80	1340	40	15,51	1413	40	16,51	1501	42½
6.5	16.05	1541	42½	17.71	1611	42½	18.68	1707	45
7.0	19.02	1729	42½	19.27	1752	45	21,40	195[illegible]	45
7.5	21.60	1955	45	22,29	2025	45	24.93	2270	47½

Tafel 23.

Längsträger. Dampfwalzenbelastung. **Schwere Fahrbahn.**

$c =$	0,80 m			0,90 m			1,00 m			1,10 m		
Feldweite λ m	M_{max} tm	Erf. W cm³	Es genügt I N. P.	M_{max} tm	Erf. W cm³	Es genügt I N. P.	M_{max} tm	Erf. W cm³	Es genügt I N. P.	M_{max} tm	Erf. W cm³	Es genügt I N. P.
3.0	5,91	536	28	6.32	575	29	6,63	603	30	6.91	62[illegible]	30
3.5	7.10	640	30	7.60	691	32	7.98	725	32	8.34	758	32
4.0	8.38	761	32	8.95	814	34	9.36	851	34	9.85	896	34
4.5	9.68	881	34	10.38	937	34	10,87	988	36	11.44	1040	36
5.0	11,05	1005	36	11.89	1081	36	12.54	1139	38	13.15	1195	38
5.5	12.42	1129	38	13,52	1229	38	14.21	1291	40	15.22	1363	40
6.0	14.22	1293	40	15.30	1391	40	16.24	1477	42½	17.45	1537	42½
6.5	15.98	1452	40	17.40	1581	42½	18.06	1641	42½	19.73	1794	45
7.0	17.76	1614	42½	19.48	1771	45	20.63	1876	45	22.26	2023	45
7.5	19.50	1770	45	21.54	1958	45	23.11	2101	47½	24.83	2257	47½

$c =$	1,20 m			1,30 m			1,40 m			Buckelplatten 1,50 m		
Feldweite λ m	M_{max} tm	Erf. W cm³	Es genügt I N. P.	M_{max} tm	Erf. W cm³	Es genügt I N. P.	M_{max} tm	Erf. W cm³	Es genügt I N. P.	M_{max} tm	Erf. W cm³	Es genügt I N. P.
3.0	7.18	652	30	7.43	675	32	7,67	697	32	8.39	762	32
3.5	8.47	780	34	8.99	818	34	9,28	845	34	10.25	931	36
4.0	10.28	935	36	10,66	969	36	11.02	1002	36	12.21	1109	38
4.5	11.07	108[illegible]	36	12,41	1129	38	12,91	1173	38	14.30	1300	40
5.0	13.75	1249	38	14.28	1298	40	14,81	1345	40	16,55	1504	42½
5.5	16,03	1457	40	16.69	1517	42½	17.40	1582	42½	19.69	1790	45
6.0	18.52	1684	42½	19,23	1748	45	20,42	1856	45	23.15	2104	47½
6.5	21.02	1911	45	22.10	2010	45	24.14	2195	47½	26,55	2414	50
7.0	23.81	2165	47½	25,04	2275	47½	27,57	2507	50	30.38	2762	55
7.5	27.02	2457	50	28,26	2569	50	31.17	2835	55	34,10	3099	55

Tafeln für Querträger.

(Vgl. Bemerkungen S. 1016 u. 1022.)

Abb. 252 zeigt die zugrunde gelegte Laststellung.

Dampfwalzenbelastung (Abb. 253) ergibt bei der höheren Spannung (S. 1016) nur bei kleiner Brückenbreite und geringer Feldweite in einigen Fällen ein unbedeutend höheres Widerstandsmoment.

Abb. 252.

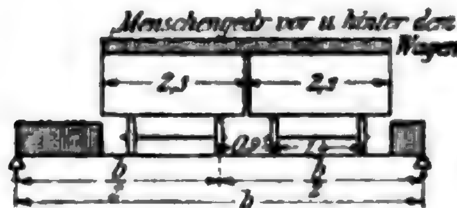
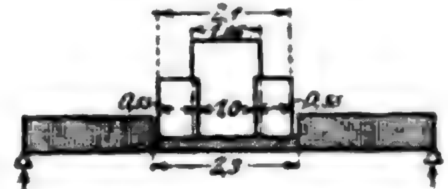


Abb. 253.



Querträger. **Tafel 24.**

Fahrbahn		Doppelter Bohlenbelag											
Wagenlast		Zwei 12 t-Wagen						Ein 12 t- und ein 20 t-Wagen					
Stützweite		6 m		8 m		10 m		6 m		8 m		10 m	
		M_{max} tm	$W_{erf.}$ cm³	M_{max} tm	$W_{erf.}$ cm³	M_{max} tm	$W_{erf.}$ cm³	M_{max} tm	$W_{erf.}$ cm³	M_{max} tm	$W_{erf.}$ cm³	M_{max} tm	$W_{erf.}$ cm³
Querträger-entfernung	3,5 m	17,38	2173	29,97	3746	44,99	5 624	22,85	2856	37,90	4737	56,13	[illegible]
	4,0 „	20,02	2503	34,18	4273	51,30	6 386	24,80	3101	41,61	5201	61,70	[illegible]
	4,5 „	22,31	2788	37,00	4625	57,35	7 168	26,73	3342	44,99	5624	67,20	[illegible]
	6,0 „	28,34	3543	48,97	6121	73,15	9 144	34,42	4303	58,53	7316	84,72	[illegible]
	7,5 „	34,30	4288	58,03	7254	89,58	11 198	41,68	5210	70,56	8820	106,1	[illegible]

Querträger. **Tafel 25.**

Fahrbahn		Schwere Fahrbahn 900 kg/qm											
Wagenlast		Zwei 12 t-Wagen 10 % Stofszuschlag						Ein 12 t- und ein 20 t-Wagen 10 % Stofszuschlag					
Stützweite		6 m		8 m		10 m		6 m		8 m		10 m	
		M_{max} tm	$W_{erf.}$ cm³	M_{max} tm	$W_{erf.}$ cm³	M_{max} tm	$W_{erf.}$ cm³	M_{max} tm	$W_{erf.}$ cm³	M_{max} tm	$W_{erf.}$ cm³	M_{max} tm	$W_{erf.}$ cm³
Querträger-entfernung	3,5 m	29,10	3638	50,16	6 271	76,90	9 613	34,67	4333	58,28	7 285	87,57	[illegible]
	4,0 „	33,12	4178	57,47	7 184	88,07	11 009	37,92	4740	64,35	8 044	97,00	[illegible]
	4,5 „	37,56	4695	64,77	8 097	98,99	12 374	41,38	5173	70,47	8 809	106,42	[illegible]
	6,0 „	48,31	6039	83,31	10 414	127,50	15 938	53,85	6731	91,53	11 440	[illegible]	[illegible]
	7,5 „	58,81	7351	102,92	12 865	158,37	19 796	65,46	8180	112,07	14 009	[illegible]	[illegible]

Tafel 26.

Längsträgergewichte ohne Anschlufs für 1 qm Fahrbahn.

Längsträger-entfernung c	Fahrbahn doppelter Bohlenbelag in m $\lambda = 3,0$ G in kg	$\lambda = 3,5$ G in kg	$= 4,5$ G in kg	$\lambda = 6,0$ G in kg	$\lambda = 7,5$ G in kg	Schwere Fahrbahn (900 kg/qm) $\lambda = 3,0$ G in kg	$\lambda = 3,5$ G in kg	$\lambda = 4,5$ G in kg	$\lambda = 6,0$ G in kg	$\lambda = 7,5$ G in kg	Art der Belastung	
0,90	40,3	43,3	53,3	67,8	93,3	46,5	53,3	67,8	93,3	115,5	Zwei 12 t-Wagen	Spannung 800 kg/qcm. Bei schwerer Fahrbahn 10 % Zuschlag an Raddrücke für Stöfse
1,10	35,5	40,8	49,3	61,8	84,2	43,6	40,3	61,8	84,2	104,5		
1,30	32,2	36,9	46,9	58,7	71,3	30,2	46,9	58,7	80,0	98,5		
1,80							42,3	51,4	71,2	92,5		
0,90	53,3	60,2	75,6	93,3	115,5	60,2	67,8	84,7	115,5	142,2	Ein 20 t- und ein 12 t-Wagen	
1,10	46,3	55,5	61,8	84,2	104,5	55,5	61,8	76,3	104,5	[illegible]		
1,30	41,7	46,9	58,6	71,3	98,5	52,4	58,7	71,3	88,5	108,4		
1,80							46,7	57,7	78,2	[illegible][1]		
0,90	53,3	60,2	75,5	93,3	115,5	56,6	67,8	75,6	102,8	[illegible]	23 t-Dampfwalze	Spannung 1100 kg/qcm. Kein Zuschlag für Stöfse
1,10	46,3	55,6	61,8	84,1	104,5	40,3	55,5	60,3	94,5	110,3		
1,30	39,2	46,9	58,5	71,3	88,5	46,9	52,4	64,6	88,5	108,5		
1,80							42,3	51,4	71,2	92,5		

Tafel 27.

Querträgergewichte einschliefslich Längsträgeranschlüsse für 1 qm Fahrbahn.

Fahrbahn		Doppelter Bohlenbelag						Schwere Fahrbahn 900 kg/qm					
Radlast		Zwei 12 t-Wagen G in kg			Ein 20 t- und ein 12 t-Wagen G in kg			Zwei 12 t-Wagen 10 % Stofszuschlag G in kg			Ein 20 t- und ein 12 t-Wagen 10 % Stofszuschlag G in kg		
Stützweite (Hauptträger-entfernung)		6,00 m	8,00 m	10,00 m	6,00 m	8,00 m	10,00 m	6,00 m	8,00 m	10,00 m	6,00 m	8,00 m	10,00 m
Feldweite λ	3,50 m	42,0	51,2	60,8	45,8	57,6	71,5	53,7	66,3	80,1	58,7	72,5	87,3
	4,50 „	35,4	44,4	53,8	39,7	51,3	58,6	46,1	61,0	74,1	50,2	63,8	78,0
	6,00 „	30,1	37,5	44,8	32,6	42,1	47,5	42,5	52,3	64,5	46,8	56,0	67,2
	7,50 „	26,1	33,9	42,1	30,2	37,8	45,2	38,5	48,2	53,1	41,3	50,7	66,9

[1] Bei I N. P. 55 und $\sigma = 814$.

Bei der Wagenbelastung beträgt die den **Längsträger** angreifende Last (bzw. Lasten) $P = P_1 + \frac{c - 0,9}{c} \cdot P_2$ (Abb. 254). Nur für $c = 1,80$ ist: $P = 1,222\, P_1 + 0,5\, P_2$.

Als Laststellung ist die in jedem Falle ungünstigste der Abb. 255 u. 256 zugrunde gelegt. Bis auf Abb. 256 für $\lambda \gtrless 4$ m liefern diese Laststellungen (wegen Eigengewicht und Menschengedränge) die gröfsten Gesamtmomente $M_p + M_g$ nicht mathematisch genau. Der Fehler ist jedoch belanglos, und die Rechnung wird vereinfacht.

Die Tafeln für die Dampfwalze sind berechnet für Lasten P_1 und P_2, die der Abb. 257 entsprechend ermittelt sind. Als Laststellungen sind Abb. 258 u. 259 zugrunde gelegt. In Abb. 259 ist R die Mittelkraft von P_1 und P_2. Diese Laststellungen liefern mit Rücksicht auf Eigengewicht und Menschengedränge M_{max} mit unbedeutenden Fehlern (mathematisch genau für Einzellasten allein).

Bei dem Fahrbahngerippe unter schwerer Fahrbahn kann man etwas günstiger rechnen, als hier geschehen, wenn man die Verteilung der Radlast durch Beton, Schotter usw. auf eine gewisse Trägerlänge, entsprechend Abb. 247 u. 248 S. 1012, für

Abb. 254.

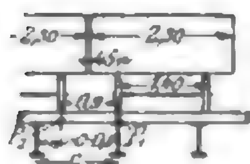


Abb. 255.

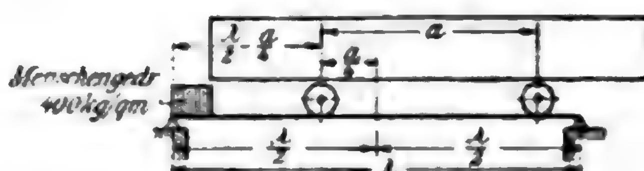


Abb. 256.

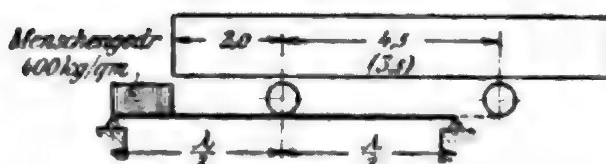


Abb. 257.

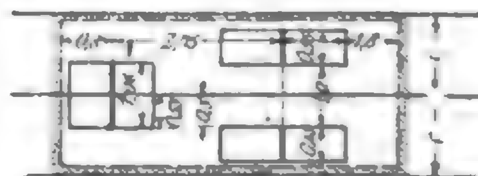


Abb. 258.

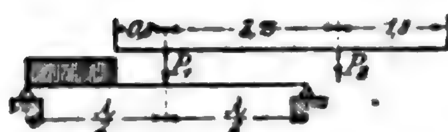
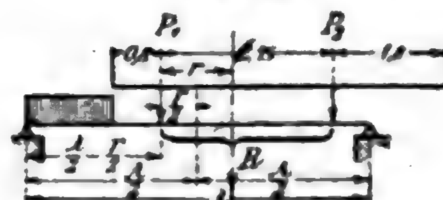


Abb. 259.



Belageisen annimmt. Der hierdurch erzielbare Gewinn wird am gröfsten bei den kurzen Fahrbahnträgern (vgl. auch das unter Eisenbahnbrücken über Buckelplatten Gesagte).

Gewichte des Fahrbahngerippes (Tafel 26 u. 27 S. 1021). Die Längsträgergewichte enthalten nicht die Anschlüsse an die Querträger.

Auch ist kein Abzug für die Unterbrechungen durch die Querträger sowie für etwaige Flanschausklinkungen berücksichtigt worden.

Als Stehblechhöhe des Querträgers ist $^1/_{10}$ ihrer Länge angenommen. Bei den grofsen Feldweiten, zumal bei der schwersten Belastung, liefert eine gröfsere Höhe kleinere Gewichte (vgl. S. 923).

Bei den Querträgergewichten sind für die Längsträgeranschlüsse sowie für die Anschlüsse an die Hauptträger 50 h_s kg/m gerechnet worden, wo h_s die Stehblechhöhe ist. Es ist durchweg angenommen, dafs die erste Gurtplatte bis zum Trägerende geht. Für Nietköpfe ist ein Zuschlag von $2^1/_2$ % gemacht worden. Als Trägerlänge ist die Hauptträgerentfernung angenommen. Da die tatsächliche Baulänge oft kürzer ist (zweiwandige Querschnitte), so werden die Gewichte mitunter etwas kleiner. Jeder Gewichtsangabe ist ein genau berechneter zweckmäfsig erscheinender Blechträgerquerschnitt zugrunde gelegt worden.

Durch Addition der Längsträger- und Querträgergewichte erkennt man, dafs das geringste Gesamtgewicht sich bei kleinen Feldweiten ergibt.

Tafeln für Längsträger S. 1017 bis 1019, für Querträger S. 1020 u. 1021.

5. Widerlageranschlufs der Fahrbahn.

Abb. 260 bis 264.

Abb. 260 zeigt ein Beispiel des Anschlusses am festen Auflager der Brücke. Statt dieser Anordnung ist auch ein Schleppblech verwendbar wie bei Eisenbahnbrücken (Abb. 225b S. 999). Abb. 261 u. 262

Abb. 260.

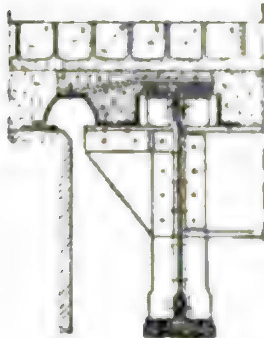


Abb. 262.

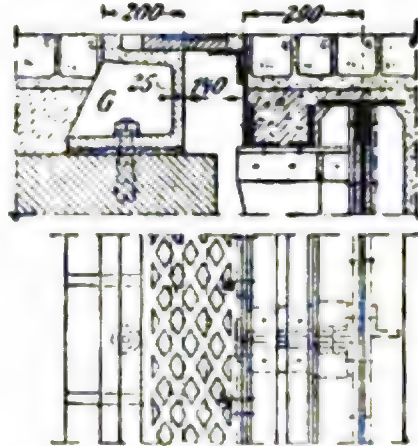
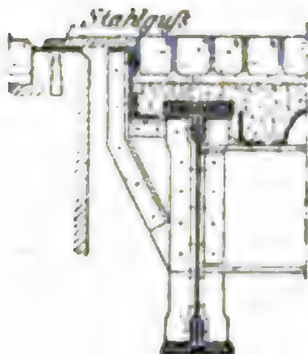


Abb. 261.



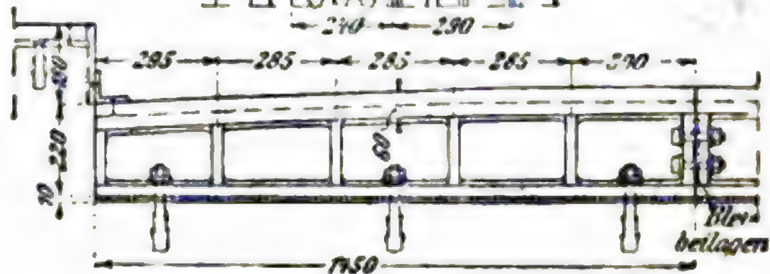
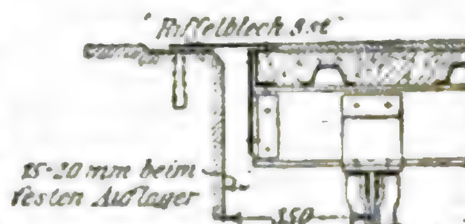


Abb. 263.

zeigen Widerlageranschlüsse am beweglichen Auflager und Abb. 263 stellt den Gufskörper *G* (Stahlgufs) in Abb. 262 dar. Derartige Abschlufskörper, die zugleich als Auflager einer schleifenden Platte (Schleppblech) dienen, werden auch ganz aus Flufseisen gebaut und aus den üblichen Profilen zusammengesetzt (bei fertig gewalzten Profilen weniger gute Anschmiegung an das Querprofil der Strafse). Bei gröfseren Bewegungen Verwendung zweier „Kämme" aus Stahlgufs, deren ineinandergreifende, etwa 3 cm breite Finger die Oeffnung überbrücken. Die bei solchen Ausführungen entstehenden Rillen sollen höchstens 40 mm breit sein.

Abb. 264.



Beim festen Auflager fällt das Riffelblech fort.

Ansprüche an Anschlufskonstruktionen:

Schmutzansammlung möglichst verhütet, etwaige Ansammlung entfernbar. Zugänglichkeit, Möglichkeit der Auswechslung bei Erneuerung. Rinne zum Abführen des durchfliefsenden Wassers.

Abb. 264. Anschlufs des Fufsweges an das Widerlager. Abb. 265 zeigt eine Bewegung gestattende Fahrbahnunterbrechung, wie sie z. B. über den Gelenken und Ausdehnungsstellen der Gerberträger nötig ist.

6. Entwässerung.

Längs- und Querneigung erforderlich (S. 1009). Es ist für Abflufs

Abb. 265.

Abb. 266.

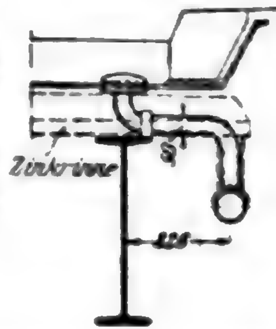
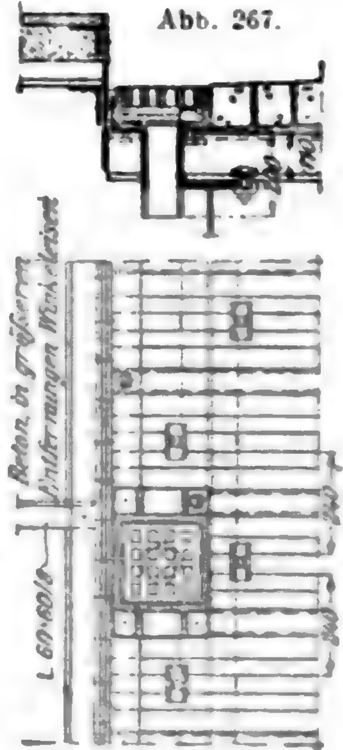


Abb. 267.



des Wassers von der Oberfläche der Strafsendecke (Abb. 267) und des durch die Strafsendecke durchsickernden Wassers (Abb. 265 u. 266) zu sorgen. Die Längsträger sind bei der Einteilung des Fahrbahngerippes so zu legen, dafs sie der Entwässerungsanlage nicht im Wege sind (Abb. 267).

Bei längerer Leitung unter der Brücke Gully erforderlich.

D. Gewichtsberechnungen.

Ueber Eigen- und Eisengewichte der eisernen Brücken vgl. auch S. 60 bis 65 sowie S. 1004 und Tafel 12, 26 u. 27. Bei sehr sparsamer Ausführung ist es oft möglich, die Eisengewichte nach Dircksens Formeln (S. 64) um 10 oder u. Umst. 15 % zu unterschreiten. Gelten die zur Verfügung stehenden Annäherungsformeln zur Ermittlung des Gewichts eines Fachwerkträgers nicht für das betreffende Hauptträgersystem bzw. für die in Frage kommende Brückenbelastung, so ermittle man unter Zugrundelegen eines geschätzten Hauptträgergewichts das theoretische Gewicht $G_1 = 7{,}85\, \Sigma \frac{S \cdot s}{\sigma}$, wo S Stabkraft in t, s Stablänge in m und σ die zulässige Spannung in t/qm bedeutet. Das Hauptträgergewicht ist dann $G = \alpha \cdot G_1$, wo α (Bauziffer, Konstruktionskoeffizient) die Zuschläge für Knotenbleche, Vergitterungen, der Knicksicherheit wegen erforderliche Querschnittsvergröfserungen, Nietabzüge, Nietköpfe usw. enthält.

Nach Schaper[47]) kann man für Balkenbrücken im Mittel $\alpha = 1{,}7$ setzen. Oft wird auch 1,6 und bei sparsamer Ausführung $\alpha = 1{,}5$ ausreichen. Für Bogenträger mit

[47]) Schaper, Bauziffer der Hauptträger eiserner Brücken, Zentralbl. Bauv. 1909 S. 123.

Zugband setzt Schaper $\alpha = 1,35$. Legt man dagegen die endgültig gewählten Querschnitte F zugrunde, so ist $G = \alpha_1 \cdot 7,85 \sum Fs$, F in qm, s in m, α_1 dürfte hierbei meistens 1,25 überschreiten.

Für überschlägliche Gewichtsberechnung von Fachwerkhauptträgern mit Spannweiten $l = 20$ m bis $l = 100$ m und für unbeschränkte Konstruktionshöhe empfiehlt sich die Formel von E. Björnstad: $G_2 = G_1 \cdot \frac{c}{1-c}$, wo $c = \frac{0,4\, l^2}{h \cdot \sigma}$.

Hierbei ist G_1 die Verkehrslast nebst gesamtem Eigen- und Eisengewicht der Fahrbahn und Fußwege, G_2 das Eisengewicht der beiden Hauptträger nebst Wind- und Querverbänden für 1 m Brücke, l und h in m, die zulässige Spannung σ in kg/qcm.

Diese Gewichtsformel setzt äußerste Sparsamkeit der Konstruktion voraus, sonst ist in c der Koeffizient 0,4 etwas zu erhöhen.

Für $\frac{h}{l} > \frac{1}{7}$ ergeben sich zu geringe Gewichte, bei abnehmender Trägerhöhe schließlich zu große.

Als gleichmäßige Verkehrslast bei Eisenbahnbrücken setze man $p = \frac{8}{l^2} \max M_p$.

Gewichtsformeln von R. Krohn:[46])

Bedeuten l die Stützweite, h die Systemhöhe des Trägers (bei Bogenbrücken die Scheitelhöhe), f die Pfeilhöhe der Bogenachse, g das gesamte Eigengewicht für 1 m Brücke, p die gesamte bewegliche Belastung für 1 m Brücke, B das Gewicht der Fahrbahn (Gerippe und Decke) für 1 m Brücke, σ die zulässige Spannung in t/qm, dann hat man für

1. Parallelträger:

$$g = \frac{B\sigma + 16,75\, pl\left(\frac{l}{6h} + \frac{1}{2}\right)}{\sigma - 13,73\, l\left(\frac{l}{6h} + \frac{1}{2}\right)};$$

2. Parabelträger:

$$g = \frac{B\sigma + 15,25\, pl\left(\frac{l}{4h} + \frac{2}{3}\,\frac{h}{l}\right)}{\sigma - 13,73\, l\left(\frac{l}{4h} + \frac{2}{3}\,\frac{h}{l}\right)};$$

3. durchlaufende Träger:

a) Mittelfeld

$$g = \frac{B\sigma + 25,40\, pl\left(0,0642\,\frac{l}{h} + 0,5\right)}{\sigma - 13,73\, l\left(0,0642\,\frac{l}{h} + 0,5\right)};$$

b) Endfeld

$$g = \frac{B\sigma + 23,75\, pl\left(0,1022\,\frac{l}{h} + 0,522\right)}{\sigma - 13,73\, l\left(0,1022\,\frac{l}{h} + 0,522\right)}.$$

4. Dreigelenkbogen:

$$g = \frac{B\sigma + 25,41\, pl\left(\frac{l}{8f} + \frac{2}{3}\cdot\frac{f}{l}\right)}{\sigma - 13,73\, l\left(\frac{l}{8f} + \frac{2}{3}\cdot\frac{f}{l}\right)}.$$

5. Zweigelenkbogen (Temperaturerhöhung 30°):

$$g = \frac{B\sigma + 21,29\, pl\left(\frac{l}{8f} + \frac{2}{3}\cdot\frac{f}{l} + \frac{3}{16}\,\frac{lh}{f(4f - 3h)}\right)}{\sigma - 13,73\, l\left(\frac{l}{8f} + \frac{2}{3}\,\frac{f}{l} + \frac{1}{4}\,\frac{lh}{f(4f - 3h)}\right)}.$$

6. Eingespannter Bogen:

$$g = \frac{B\sigma + 17,85\, pl\left(\frac{l}{8f} + \frac{2}{3}\cdot\frac{f}{l} + 0,22\,\frac{lh}{f(2f - 3h)}\right)}{\sigma - 13,73\, l\left(\frac{l}{8f} + \frac{2}{3}\cdot\frac{f}{l} + 0,27\,\frac{lh}{f(2f - 3h)}\right)}.$$

In 5. und 6. ist das Schlußglied in der Klammer unter der Annahme von $\sigma = 10\,000$ t/qm gebildet worden.

Die Ableitung dieser Formeln setzt voraus, daß die Stabquerschnitte annähernd proportional den Kräften sind. Die annähernde Gültigkeit hört bei Balkenträgern auf, wenn $\frac{h}{l} > \frac{1}{7}$ bis $\frac{1}{6}$. Ebenso wie nach der Formel von Björnstad ergeben sich nach diesen Formeln für Balkenträger mit zunehmender Höhe sehr stark abnehmende Gewichte.

[46]) Aus den Vorlesungen der Techn. Hochschule in Danzig 1910.

Das Gewicht der Windverbände kann im Mittel bei einem Windverbande zu 7 %, bei zwei Windverbänden zu 11 % des Gewichts der Hauptträger geschätzt werden.

Knotenbleche wiegen im Mittel 20 % der anzuschliefsenden Stäbe, diese nach den geometrischen Längen gerechnet. Für die Knotenbleche der Windverbände rechne man 25 bis 30 %.

Das Gewicht eines vollwandigen Trägers ohne Stöfse und Versteifungen beträgt recht genau [(10) S. 571]

$$\text{bei Höhen über 1 m} \quad g = 0{,}45\,\delta\,.\,h + 2\,W:h.$$

$$\text{„ \quad „ \quad unter 1 m} \quad g = \frac{1}{3}\,(\delta\,h + 7\,W:h).$$

δ = Stehblechstärke, h gesamte Höhe in cm. Vgl. auch Formel von Melan S. 923.

Für Versteifungen sind etwa 20 % zuzuschlagen.

Bei der Ermittlung des Fahrbahngewichts sind Ausklinkungen sowie die Unterbrechungen der Längsträger durch die Querträger zu berücksichtigen. Die Anschlüsse werden am besten nach einer Konstruktionsskizze veranschlagt.

Die Längsträgeranschlüsse (gleichzeitig Querträgerversteifungen) werden mitunter auch als prozentualer Zuschlag zu den Längsträgergewichten veranschlagt: 16 % kann als ein mittlerer, aber nicht sehr zuverlässiger Wert bei Strafsenbrücken angesehen werden.

E. Literaturangaben über bewegliche Brücken.

Lehrbücher des Gesamtgebietes: Dietz, Bewegliche Brücken, H. d. I.-W. II. Band, IV. Abteil., 3. Aufl. 1907; Bernhard[40]) S. 362 bis 467.

I. Drehbrücken.

1. Drehbrücke „Neuhof" über den Reiherstieg, Hamburg. Erbaut 1898 (Z. d. V. d. I. 1900 S. 1415, 1458). — 2. Drehbrücke über die Hunte bei Oldenburg. Erbaut 1904 (Z. d. V. d. I. 1907 S. 1361). — 3. Drehbrücke Ruhrort-Duisburg. Erbaut 1905—1906 (Zentralbl. Bauv. 1907 S. 484, Deutsche Bauz. 1909 S. 362). — 4. Drehbrücke Velsen (Z. d. V. d. I. 1906 S. 1009). — 5. Drehbrücke über den Hamburger Oberhafen (Z. f. B. 1907). — 6. Z. d. V. d. I. 1908 S. 913. — 7. Kaiser-Wilhelm-Brücke in Wilhelmshaven (Z. d. V. d. I. 1909 S. 809). — 8. Drehbrücke in Krefeld (Zentralbl. Bauv. 1906 S. 351. — 9. Drehbrücke über den Kaiser-Wilhelm-Kanal bei Rendsburg (Zentralbl. Bauv. 1914 S. 361). — 10. Herrenbrücke bei Lübeck (Z. d. V. d. I. 1906 S. 1089). — 11. Zusammenfassender Aufsatz: „Der Brückenbau" 1914 Heft 10 u. 12.

II. Klappbrücken.

Einteilung: a) Klappbrücken mit fester Achse, b) Wiegebrücken, c) Straußbrücken, d) Strobelbrücken, e) Pagebrücken.

Lehrbücher: Hotopp, Bewegliche Brücken, I. Teil, Die Klappbrücken, Hannover 1913 bei Helwing. Dort befinden sich vollständige Literaturangaben. — Dietz, Bewegliche Brücken (H. d. I.-W.). — L. Schaller: Beitrag zur Bewertung der Wiegebrücke, Z. d. V. d. Ing. 1911, S. 122 (auch als Sonderdruck erschienen). Klarer kritischer Aufsatz, der die einzelnen Brückenarten gegeneinander abwägt. — Bernhard Deutsche Bauz. 1911, S. 339. — Richter, Die Königsberger städtischen Brücken, Königsberg 1907, Denkschrift zur Eröffnung der neuen grünen Brücke (nicht im Buchhandel erschienen). — Duisburg-Ruhrorter Klappbrücke (Z. f. B. 1909 S. 363). — Königin Luise-Brücke bei Tilsit (Z. f. B. 1909).

Straufsbrücken: Der Eisenbau 1913, Heft 1, Schweiz. Bauz. 1909.

III. Fährbrücken.

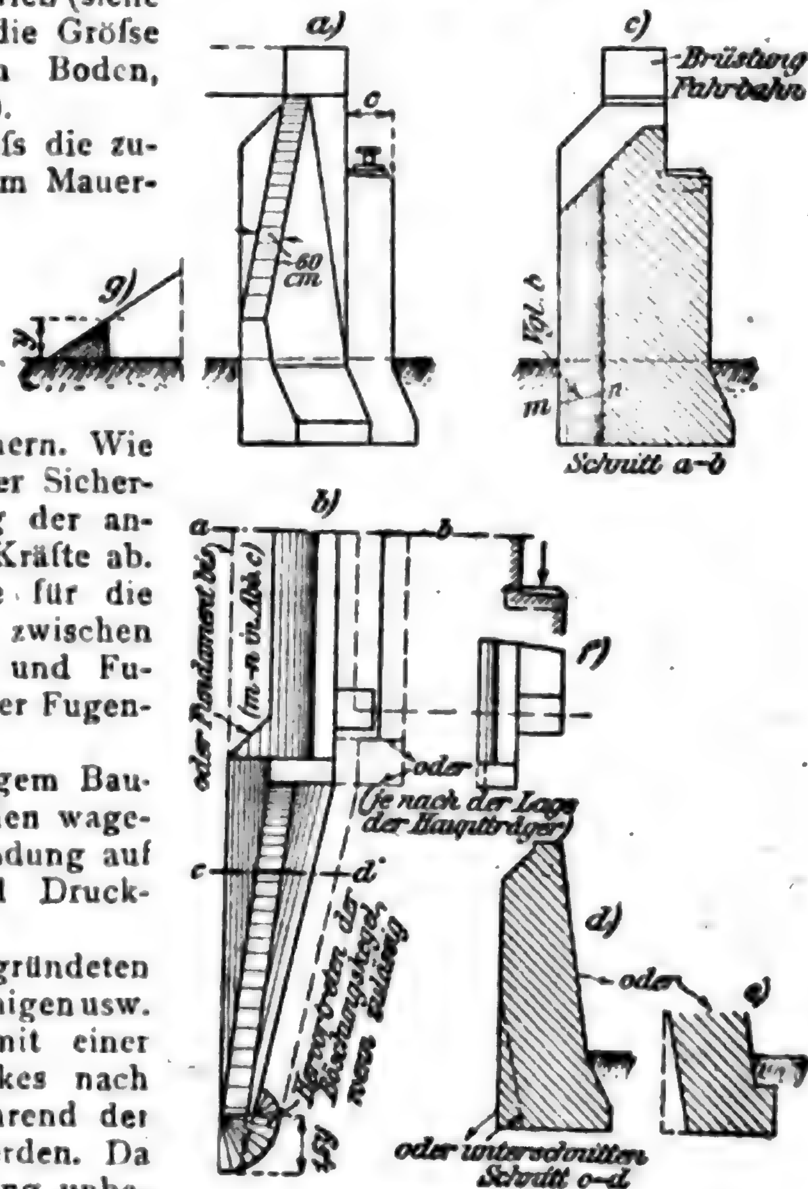
Die Schwebefähre auf der Kaiserlichen Werft in Kiel, Z. d. V. d. Ing. 1911, Heft 19, 20 u. 22. Schwebefähre über die Oste bei Osten. Deutsche Bauztg. 1909, Nr. 97, S. 665 u. Nr. 103, S. 705.

F. Widerlager und Pfeiler.

a. Allgemeines. Beton als Baustoff viel verwendet. Wo gröfsere veränderliche wagerechte Kräfte auftreten, ist ein Baustoff mit hohem spezifischen Gewichte vorteilhaft. Steht der Pfeiler dann noch im Wasser, so wirkt der Auftrieb sehr ungünstig und hat erhebliche Vergröfserung der Pfeilerstärke zur Folge. Die Gröfse des in den verschiedenen Bodenarten im Grundwasser anzunehmenden Auftriebes ist wenig bekannt. In Sand rechne man mit dem vollen Auftrieb (siehe auch Engels: Ueber die Gröfse des Wasserdruckes im Boden, Z. f. Bauw. 1911, S. 469).

Es genügt nicht, dafs die zulässige Randspannung im Mauerwerke oder an der Fundamentsohle nicht überschritten wird Die Mittelkraft aller angreifenden Kräfte darf sich auch nicht dem Fugenrande allzusehr nähern. Wie weit, hängt auch von der Sicherheit in der Bestimmung der angreifenden wagerechten Kräfte ab. Als Durchschnittsangabe für die kleinste Entfernung zwischen Mittelkraftangriffspunkt und Fugenrande kann etwa $^1/_5$ der Fugenstärke gelten.

Abb 268.



Bei etwas nachgiebigem Baugrunde und veränderlichen wagerechten Kräften oft Gründung auf Pfahlböcken (Zug- und Druckpfähle) angezeigt.

Bei auf Brunnen gegründeten Pfeilern an Ufern mit lehmigen usw. Bodenarten mufs oft mit einer Wanderung des Bauwerkes nach der Wasserseite hin während der Versenkung gerechnet werden. Da die Gröfse der Wanderung unbekannt ist, mufs die Pfeilerstärke nach Schätzung vergröfsert werden.

In Bergbaugegenden treten oft erhebliche Senkungen (1 m und mehr), mitunter auch verbunden mit wagerechten Verschiebungen, zum Vorschein. Man gebe dann den Pfeilern reichliche Fundamente und sonstige Abmessungen, die eine nachträgliche Erhöhung gestatten, und wähle auch insbesondere das Mafs c (Abb. 268a) reichlich (vgl. Unger, Zentralbl. Bauv. 1913 S. 13 und 1914 S. 308, sowie Probst u. Ostendorf, Zentralbl. Bauv. 1914 S. 72).

b. Widerlager. Bei Brücken über Einschnitten, wo die Flügel in die Böschung einschneiden und wo der gute Baugrund nicht sehr tief liegt, sind Parallelflügel den Winkelflügeln vorzuziehen (abgetreppte Fundamentsohle der Flügelmauern Abb. 270).

Bei Brücken im Zuge eines Dammes verlangen Winkelflügel erheblich weniger an Baustoff als Parallelflügel, wenn man dann nicht, wie zu empfehlen ist, die Parallelflügel mit steileren Böschungskegeln (z. B. 1 : 1 oder noch steiler) als die übliche Dammböschung ausführt (Abb. 269). Eine Befestigung des Böschungskegels durch Pflasterung ist dann nötig.

Die schräge Oberfläche der Winkelflügel wird beim Mauerwerksbau am besten mit 12 bis 15 cm starken Quaderplatten abgedeckt, die durch

Abb. 269.

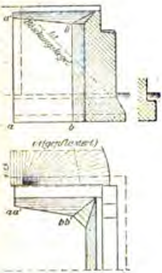
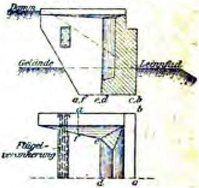


Abb. 270.

Abb. 271.



Einschalten von Ankersteinen am Abgleiten verhindert werden. Die Höhe *y* (Abb. 268 g[49]) ist meistens $\gtrless$ 0,75 m.

Die Rückenfläche der Parallelflügel (*a a' b' b* Abb. 269) oft senkrecht gehalten, um die Keilwirkung der eingeschlossenen, sich immer mehr zusammendrückenden Erde zu verkleinern.

Die Flügel können auch zur Erzielung kleinerer Mauerstärken gegeneinander verankert werden (vgl. Eisenbetonverankerung Abb. 271). Bei schmalen Brücken mit hohen Widerlagern sind die beiden getrennten Parallelflügel zweckmäßig durch einen Kern zu ersetzen, der schmaler als der Verkehrsweg gehalten werden kann, wenn er oben, etwa zur Auf-

[49]) Vgl. auch Schau, Brückenbau II. Leipzig 1914. B. G. Teubner.

Digitized by Google

nahme der Fußwege (vgl. Abb. 300 S. 1048), ausgekragt wird, und zwar zweckmäfsig durch Eisenbetonkonstruktionen.

Parallelflügelwiderlager mit stark unterschnittenen Flügeln [Abb. 271*) und Abb. 272**)] in letzter Zeit häufig ausgeführt. Geringer Baustoffverbrauch und besonders Ersparnisse an Gründungskosten.

Die Gröfse der Unterschneidung bzw. Auskragung ist begrenzt durch die zu fordernde Standsicherheit des noch nicht mit Erde hinterfüllten Bauwerkes. Auch danach Grundfläche *a b c d e f* Abb. 271 bemessen. Flügel dabei teils gegenseitig verankert (Abb. 271), teils nicht (Abb. 272). Besonders im letzten Falle reichliche Eiseneinlagen im Beton erforderlich.

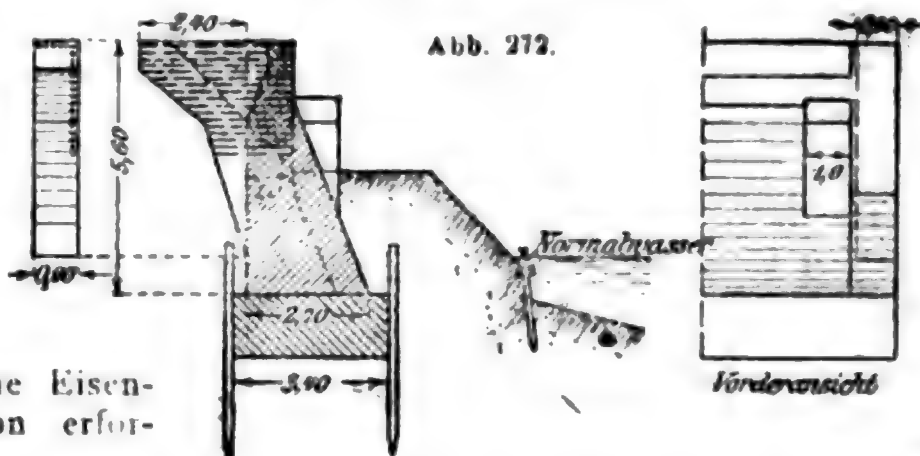


Abb. 272.

Vorderfläche bei Parallelflügeln meistens senkrecht, bei Winkelflügeln kleiner Bauwerke oft senkrecht, sonst, zumal bei Betonbauten, besser mit Anlauf 10 : 1 bis 5 : 1 (Abb. 268), um die erforderliche Stärke zu verringern.

Diese Stärke beträgt im Durchschnitt mindestens $^1/_3$ der Höhe des über der betreffenden wagerechten Schicht vorhandenen Erdreichs. Bei starkem Anlauf kann die Stärke etwas geringer sein, und bei starker Auflast ohne Anlauf mufs sie mindestens 0,4 × Höhe sein, oft noch gröfser.

Vorderfläche des eigentlichen Widerlagerpfeilers senkrecht oder mitunter auch trotz Vergröfserung der Brückenstützweite vorteilhaft mit Anlauf (Abb. 273). Dabei können auch die Auflagerquadern durch schmale senkrechte Pfeiler unterstützt sein, die von unten nach oben allmählich aus der geneigten Vorderfläche heraustreten (Abb. 272).

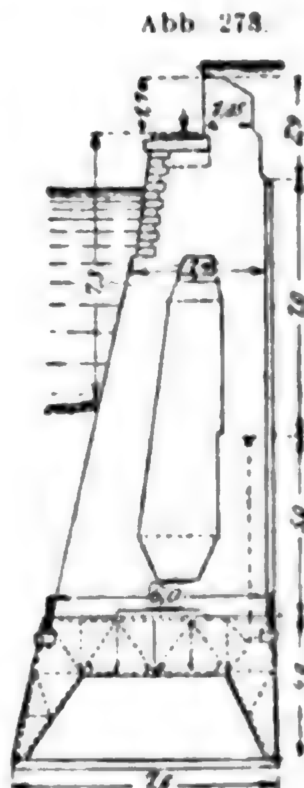


Abb. 273.

Widerlager bei Bogenbrücken Abb. 206 und 207 S. 991. Die Rückenflächen der Widerlager sind durch Isoliermittel gegen die Erdfeuchtigkeit zu schützen.

c. Mittelpfeiler. Bremskräfte und bei schmalen Brücken auch Winddruck spielen bei der Bemessung der Pfeilerabmessungen eine

*) Zentralbl. Bauv. 1914 S. 308.
**) Zentralbl. Bauv. 1914 S. 502.

große Rolle. Seitlicher Anlauf meistens etwa 1 : 1[…] den Mittelpfeiler einer Eisenbahnbrücke von etwa […] Abb. 275 den pneumatisch gegründeten Pfeiler einer Eisenbahn-

Abb. 274.

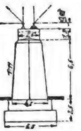
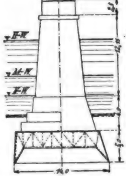
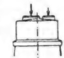


Abb. 275.



brücke von sehr großer Stützweite; a) und b) zeigen etwas verschiedene Ausführungsarten. Bei Abb. 276 haben die angrenzenden Brücken verschiedenen große Stützweite. Bei strömendem Wasser Grundrißform etwa nach Abb. 277.

Abb. 276.



III. Gewölbte Brücken, ausschließlich der Eisenbetonbrücken

(Ueber Eisenbetonbrücken s. S. 271.)

A. Einige Literaturangaben 50) bis 70).

a) Bücher.

[50]) **Melan**, Der Brückenbau. II. Bd.: Steinerne Brücken u Brücken aus Eisenbeton. Leipzig und Wien 1911, Franz Deutic (Theorie und Ausführung.)

[51]) J. **Weyrauch**, Elastische Bogenträger, 3. Aufl. Stuttgart 19 Conrad Wittwer. (Theoretisch gehalten.)

[52]) M. **Strukel**, Der Brückenbau, II. Teil. Leipzig, bei Tw meyer. Tafeln 1906, Text 1913. (Theorie und Ausführung.)

[53]) Handbuch für Eisenbetonbau, 2. Aufl., Bd. I. Berlin 19 Wilh. Ernst & Sohn. IV. Kapitel: **Melan**, Theorie des Gewölbes u des Eisenbetongewölbes im besonderen.

[54]) Wie vor. III. Kapitel: **Kleinlogel**, Versuche mit Gewölb

[55]) Handbuch für Eisenbetonbau, 2. Aufl., Bd. VI, Brückenb Berlin 1911. II. Kapitel: **Gesteschi**, Bogenbrücken und Ue viele ausgeführte Beispiele.)

[56]) Handbuch für Eisenbetonbau, 2. Aufl., Bd. VI. Berlin Schalung bei Bogen (ausführliche Darstellung der Lehrgerüste).

[57]) Tolkmitt-Laskus, Leitfaden für die Berechnung und das Entwerfen gewölbter Brücken, 3. Aufl. Berlin 1912, Wilh. Ernst & Sohn. (Theorie, praktische Angaben, einige Einzelheiten.)

[58]) Fr. Bartels, Festigkeits- und Massennachweise für gewölbte Eisenbahn- und Strafsenbrücken, 1 bis 16 m weit. Malstatt-Burbach 1907, Verlag des Verfassers. (Ergebnisse einer grofsen Anzahl durchgerechneter Beispiele.)

[59]) Schaechterle, Beiträge zur Berechnung der im Eisenbetonbau üblichen elastischen Bogen und Rahmen. Berlin 1914, Wilh. Ernst & Sohn. (Enthält u. a. sehr gute, aus der Theorie hergeleitete, begründete Gesichtspunkte für das Entwerfen.)

[60]) Jori und Schaechterle, Neuere Bauausführungen in Eisenbeton, I. Bogenbrücken. Berlin 1911, Wilh. Ernst & Sohn.

[61]) Gaber. Bau und Berechnung gewölbter Brücken und ihrer Lehrgerüste. Drei Beispiele von der badischen Murgtalbahn. Berlin 1914, Julius Springer. (Allgemeine theoretische Entwicklungen nebst Anwendung, gute Lehrgerüstangaben.)

[62]) Kögler, Vereinfachte Berechnung eingespannter Gewölbe. Berlin 1913, Julius Springer.

[63]) Mörsch, Gewölbte Brücken, Beton-Kalender. Berlin 1915, Wilh. Ernst & Sohn.

[64]) Schönhöfer, Statische Berechnung von Bogen- und Wölbtragwerken, 2. Aufl. Berlin 1911, Wilh. Ernst & Sohn.

[65]) Schönhöfer, Haupt-, Neben- und Hülfsgerüste im Brückenbau. Berlin 1911. Wilh. Ernst & Sohn.

[66]) Färber, Dreigelenkbogen und verwandte Ingenieurbauten. Stuttgart 1908.

[67]) Bericht des Gewölbeausschusses des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins. Wien 1895.

b) Zeitschriften.

Aus der sehr umfangreichen Zeitschriftenliteratur seien nur einige besonders häufig als Quellenwerke benutzte Abhandlungen erwähnt.

[68]) Müller-Breslau, Elastizitätslehre der nach der Stützlinie geformten Tonnengewölbe. Z. f. B. 1886.

[69]) Mörsch, Berechnung von eingespannten Gewölben. Schweiz. Bauz. 1906, Nr. 7 u. 8. Sonderdruck, 2. Aufl. Zürich 1907.

[70]) Engefser, Ueber weitgespannte Wölbbrücken. Z. Arch. u. Ing.-Wes. 1907, Heft 5.

Ferner wird auf die vielen Zeitschriftenartikel mit Beschreibung einzelner Bauwerke in den Zeitschriften der letzten Jahre hingewiesen, und zwar besonders in: Deutsche Bauzeitung (mit Zementbeilage), Beton u. Eisen, Armierter Beton und Schweizerische Bauzeitung.

B. Einige statische Verhältnisse und ihr Einflufs auf den Entwurf.

a) Eingespannte Gewölbe ohne Gelenke.

Es sei:

p die gleichmäfsig verteilte bzw. in eine gleichmäfsig verteilte Last umgewandelte bewegliche Belastung für 1 m Brücke,

N die $\perp$ einer Fuge gerichtete Seitenkraft des Gewölbedruckes, genau genug gleich diesem Druck,

σ_o die Spannung am oberen,

σ_u diejenige am unteren Rande einer Fuge und

σ_m die mittlere Druckspannung $N:F$,

σ als Druck positiv,

l die Spannweite, f die Pfeilhöhe der Mittellinie des Gewölbes,

d_c die Scheitelstärke, d_a die Kämpferstärke des Gewölbes.

Als „mittlere Belastung" eines Gewölbes bezeichnet man nach Tolkmitt,[57]) S. 38, die Belastung durch das Eigengewicht nebst einer gleichmäfsig verteilten Belastung $^1/_2\,p$ über das ganze Gewölbe.

Die Gewölbe sollen, soweit möglich, so geformt sein, dafs bei mittlerer Belastung die durch die Mitte der Kämpferfugen und durch

die Mitte der Scheitelfuge gelegte Stützlinie mit der Mittellinie des Gewölbes zusammenfällt.

Wenn ein so geformtes Gewölbe ausgerüstet und mit der mittleren Belastung versehen wird, so fällt jedoch die wirklich sich bildende Stützlinie nicht mit der Mittellinie zusammen.

Infolge der Verkürzung der Gewölbeachse durch die mittlere Druckspannung σ_m weicht die Stützlinie im Kämpfer nach unten und im Scheitel nach oben aus.

Dieses Ausweichen nimmt bei abnehmendem Pfeilverhältnis $f:l$ zu, und ist gröfser im Kämpfer als im Scheitel.

Bei Gewölben von Parabelform, bei welchen $d^3 \cos\varphi = d_c^3$ $(J \cos\varphi = J_c)$ und deren Gesamtbelastung eine gleichmäfsig verteilte Vollbelastung ist, beträgt die Stützlinienausweichung im Scheitel $\frac{5}{16}\frac{d_c^2}{f}$ und am Kämpfer (senkrecht gemessen) $\frac{5}{8}\frac{d_c^2}{f}$.

Hier wird im Kämpfer angenähert $\sigma_o = 0$, also $\sigma_u = 2\,\sigma_m$, wenn $d_c = {}^4/_{15} f$.

Dieses kann als Anhalt dienen bei der Beurteilung der Lage der Stützlinie und der Spannungsverhältnisse auch in anderen Fällen, besonders bei flacheren Gewölben und Hohlräumen zwischen Gewölbe und Fahrbahn.

Mit diesem Nachteil findet man sich in der Praxis gewöhnlich ab. Wenigstens theoretisch kann er dadurch behoben werden, dafs man das Gewölbe vorläufig auf Gelenken ausrüstet, die womöglich erst geschlossen werden, nachdem die mittlere Belastung aufgebracht ist.

Legt man diese vorläufigen Gelenke im Kämpfer etwas höher, im Scheitel etwas tiefer als die Fugenmitte, so kann man auch die Gröfstwerte der Spannungen infolge der ungünstigsten Gesamtbelastung günstig beeinflussen. (Vgl. Schaechterle,[59]) S. 11 bis 13 sowie, auch diesen Abschnitt, S. 954 f.)

Die Ausweichungen der Stützlinie infolge der Belastung durch Eigengewicht werden noch durch die in demselben Sinne wie die Verkürzung des Gewölbes infolge der Druckspannungen wirkende Temperaturabnahme vergröfsert. Es wird je nach der Stärke des Gewölbes genügen, mit einer Temperaturabnahme von 20, höchstens 30° C zu rechnen.

Bei Betongewölben und $t = 20°$ C gibt Schaechterle[59]) als allerdings ziemlich groben Anhalt zur Ermittlung der Temperaturspannungen an (Abb. 278):

Abb. 278.

für den Kämpfer $\sigma_t = \frac{225\, d_a'}{2\, f}$,

„ „ Scheitel $\sigma_t = \frac{225\, d_c}{4\, f}$,

d_a' = senkrechte Projektion von d_a, sehr häufig $\sim d_c$.

Bei flachen Gewölben kann σ_t im Kämpfer bis gegen 80 kg/qcm steigen. Im Kämpfer wird σ_{ot}, im Scheitel σ_{ut} am gröfsten.

σ_{ot} wird halb so grofs bis beinahe ebenso grofs wie σ_{ut}. Da die Temperaturspannungen mit dem Werte $d_c:f$ zunehmen, sind sie günstiger bei kleinen Gewölbestärken, insbesondere also bei Eisenbetongewölben.

Sie werden ferner wegen des kleineren Wertes E sowie wegen der kleineren Ausdehnungszahlen wesentlich kleiner bei Ziegelgewölben als bei Betongewölben.

Je kleiner die Spannweiten sind, desto kleiner ist auch σ_m, und um so leichter werden also Temperaturrisse entstehen.

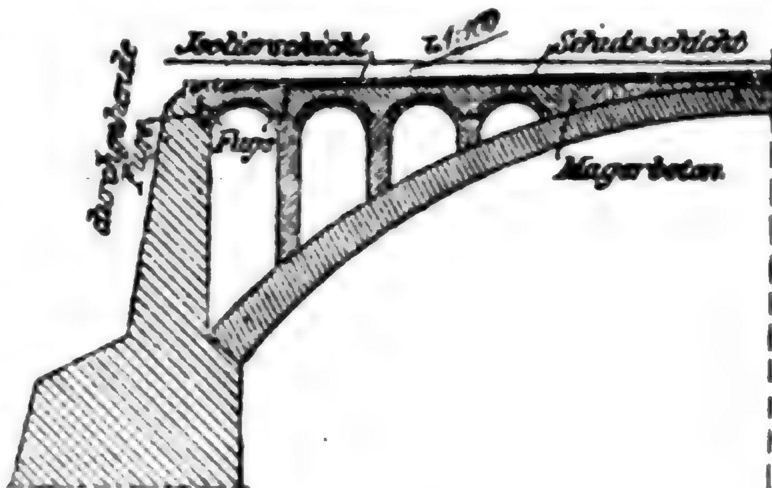
Das Nachgeben des Widerlagers und das Schwinden des Betons wirken in demselben Sinne wie eine Temperaturabnahme.

Wenn in üblicher Weise eine Ausrüstung mit vorläufigen Gelenken nicht stattfindet, so entstehen bei Temperaturabnahme in flachen Gewölben auch ohne Nutzlast Zugspannungen am oberen Rande der Fugen am Kämpfer.

Dies ist eine Veranlassung, flache Gewölbe mit Eiseneinlagen zu versehen oder auch bei sehr geringer Pfeilhöhe überhaupt von dem eingespannten Gewölbe Abstand zu nehmen und statt dessen ein Gewölbe mit drei Gelenken zu wählen.

Während in bezug auf die Beanspruchungen infolge des Eigengewichts, Temperaturabnahme, Schwindens des Betons und Nachgebens der Widerlager die flachen Gewölbe viel ungünstiger sind, sind sie inbezug auf die Beanspruchung infolge einer einseitigen Verkehrslast günstiger als die Gewölbe mit einem gröfseren Pfeilverhältnis, weil die Stützlinie infolge dieser bei flachen Gewölben weniger ausweicht.

Abb. 279.



Dieses Ausweichen, das verhältnismäfsig um so gröfser ist, je kleiner die Stützweite, je gröfser die Pfeilhöhe und je gröfser die bewegliche Last im Verhältnis zur ständigen ist, bewirkt, dafs unter den erwähnten Verhältnissen die Zugspannungen und nicht die Druckspannungen mafsgebend für die Bemessung des Gewölbes sind. Es liefern dann die Ausdrücke (2) und (5) gröfsere Werte als (1) und (4) (S. 1036 u. 1037).

Bei grofser Pfeilhöhe, kleiner oder mittlerer Stützweite und grofser beweglicher Last empfiehlt es sich deshalb, das Eigengewicht grofs zu machen, z. B. durch eine reichliche Aufschüttung.

Hohlräume zwischen Gewölbe und Fahrbahn (Abb. 279 u. 280) werden deshalb bei schwer belasteten Eisenbahnbrücken erst bei gröfserer Stützweite vorteilhaft sein als bei leichter belasteten Strafsenbrücken, wo sie etwa von $l = 25$ m ab zweckmäfsig sind. Will man sie dennoch bei kleineren Spannweiten oder verhältnismäfsig sehr schwerer Nutzlast anwenden, so sind Eisenbetongewölbe vorzuziehen.

Infolge des ungünstigen Verhaltens der flachen
über Temperaturänderungen und der Belastung du
und inf

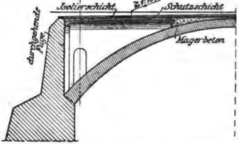


Abb. 26

gröfseren Widerlagerkosten bei flachen Gewölben w
gemeinen das Pfeilverhältnis $f:l$ so grofs, wie die
nisse der Aufgabe es zulassen (überhöhte Bogen mind
Spannweite vorteilhaft).

Man beachte dabei, dafs mindestens bei kleine
grofser beweglicher Belastung die Ueberschüttung i
Beschaffung eines hinreichenden Eigengewichts rei

b. Dreigelenkbogen.

Der Dreigelenkbogen erleidet, verglichen mit d
Gewölbe, geringere Beanspruchungen infolge des E
der Vollbelastung. Ferner fallen die Spannungen in
änderungen, Schwindens des Baustoffes und kleiner (r
Ausweichungen der Widerlager weg.

Da diese Beanspruchungen (vgl. oben) für das
wölbe bei geringem Pfeilverhältnis besonders ungün
soweit die Aufwendungen an Baustoff mafsgebend
gelenkbogen bei geringem Werte $f:l$ immer der Vo

Bei unzuverlässigem Baugrunde kommt — wenn
überhaupt zu gewölbten Brücken entschliefsen will
gelenkbogen in Frage, und zwar ein solcher mit nicht
verhältnis.

Während das Gewölbe mit drei Gelenken sich
Eigengewicht usw. günstiger verhält, ist die Auswe
linie in der Mitte zwischen Kämpfer und Scheitel
Belastung bei ihm sehr viel gröfser als bei dem e
wölbe. Da diese Ausweichung unter sonst gleichen
wachsendem Pfeilverhältnis, mit abnehmender Stütz
nehmendem Eigengewicht zunimmt, so weist auch das
über Nutzlast darauf hin, das Dreigelenkgewölbe beso
weitgespannten Gewölben zu bevorzugen. Es liegt
nicht dieselbe Veranlassung vor wie bei eingesp
das Pfeilverhältnis möglichst grofs zu wählen. Bei
Pfeilverhältnis, kleiner Stützweite und grofser bewe
wird man zweckmäfsig das Gewölbe mit einer viel

Digitized by Google

erforderlichen reichlichen Aufschüttung über dem Scheitel versehen bzw. auf Hohlräume zwischen Fahrbahn und Gewölbe verzichten, auch wenn diese Mafsnahmen für das Widerlager ungünstig sind. Auch kommt in solchen Fällen Eisenbeton in Frage. Vgl. Zahlenbeispiel S. 1040 und die bedeutende Stärke d_b, die der Ausdruck (10) S. 1040 für ein unbewehrtes Gewölbe liefert, wenn Zugspannungen ausgeschlossen sind. Da kleine Pfeilverhältnisse $f:l$ bei den Dreigelenkbogen nicht besonders unvorteilhaft sind, wird es sich oft empfehlen, das Widerlager nach der Gewölbeseite zu auszukragen, wodurch l und in noch höherem Mafse $f:l$ verkleinert werden (Abb. 285). Für das Widerlager ist die Auskragung günstiger.

Bei sehr flachen Dreigelenkbogen mufs die zu erwartende Scheitelsenkung schon im Entwurf berücksichtigt werden.

Beispielsweise betrugen für eine Brücke*) mit $l = 24{,}4$ m, $f = 2{,}06$ m (nach der Senkung), $d_b = 0{,}80$ m die berechneten Durchbiegungen: 1. infolge der Spannungen ∾ 1,6 cm; 2. infolge Temperaturabnahme von 20 °C 1,6 cm; 3. infolge eines im Laufe der Zeit möglich gedachten Schwindens des Betons von $^1/_{2000}$ der Länge 3,6 cm; 4. infolge eines etwaigen Ausweichens der Widerlager von 1,5 cm 4,06 cm; 5. infolge Setzens des Lehrgerüstes 4 cm. Zusammen 1. bis 5. 15 cm. Der Bogen wurde deshalb mit einer Pfeilhöhe von 2,06 + 0,15 = 2,21 m eingerüstet.

C. Stärke und Form der Gewölbe.

a. Das eingespannte Gewölbe.

1. Die Gewölbestärke.

Die Scheitelstärke d_c wird nach Schätzung, nach ähnlichen ausgeführten Beispielen, nach einer Annäherungsformel oder nach einem Berechnungsverfahren gewählt. Die dann folgende genauere statische Berechnung mufs die Zweckmäfsigkeit der gewählten Stärke bestätigen.

Für die Zunahme der Gewölbestärke nach dem Kämpfer wird meistens die Regel angegeben: $d = d_c : \cos\varphi$ (Abb. 278), d. h. die senkrechte Projektion der Fugenstärke soll gleich der Scheitelstärke sein.

Bei sehr flachen Gewölben ist jedoch eine etwas stärkere Zunahme, besonders nahe dem Kämpfer, als diese Regel liefert, zu empfehlen. Bei grofser Pfeilhöhe genügt umgekehrt eine etwas geringere Zunahme der Stärke.

Bei Kreisbogen liefert die Regel schon bei $l_1 : f_1 = 3{,}46$ $d_a = 2 d_c$.

Die Stärken ausgeführter Brücken schwanken stark nach Baustoff, Bauart, Nutzlast, zugelassenen Beanspruchungen und Berechnungsart.

Bei weitgespannten Strafsenbrücken findet man häufig $l : d_c$ etwa gleich 40 bis 50. Bei Spannweiten unter 30 m wird meistens ein kleinerer Wert $l : d_c$ erforderlich, besonders aber bei Eisenbahnbrücken (vgl. Tafel 28 bis 30, S. 1042 u. 1043). Bei Eisenbetonbrücken unter Strafsen hat man häufiger $l : d_c = 60$ bis 100. Bei einer Fufsgängerbrücke[71]) ist $l : d_c = 128$ ausgeführt.

*) Unterführung der Prinzregentenstrafse in Wilmersdorf S. 274 Abb. 10.

[71]) Fufsgängerbrücke über die Saale bei Merseburg, Deutsche Bauz. 1909, Zementbeilage. $l = 51{,}2$ m, $f = 5{,}7$ m, Brückenbreite $b = 1{,}5$ m, also $l : b = 34!$ $d_c = 0{,}4$, also $l : d_c = 128!$

Formeln zur Bestimmung der Scheitelstärke d

1. Die älteren Tolkmittschen Formeln (S. 178 und
liefern etwas reichliche Abmessungen.

2. Sehr viel verwendet sind die folgenden Formel
(S. 41 u. 47), die wie folgt geschrieben werden könn

$$d_c = \frac{i \cdot s}{q - i}; \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad .$$

$$d_c = \sqrt{\left(\frac{s}{2}\right)^2 + 0{,}4\, p f_1} - \frac{s}{2} \quad .$$

Hierin ist: $s = c + \frac{p}{2} + \frac{f_1}{10}$; $i = 0{,}15 \frac{l_1^2}{f_1}$, wo
die innere Leibung beziehen und nicht auf die Mitt
der Aufschüttung im Scheitel, p = Höhe der gle
angenommenen Nutzlast, beide auf Gewölbemauerwer

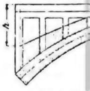
q ist die bei der „mittleren Belastung" (gl
belastung mit $\frac{p}{2}$) im Scheitel entstehende Gewöl
in $\frac{\text{cbm Mauerwerk}}{\text{qm}}$ ausgedrückt.

Formel (2) liefert die Stärke, die erforderlich ist,
linie nicht aus dem Kerne heraustritt. Aus (1) erhält
Wert, wenn der anzunehmende Wert q bekannt i
beider Werte ist zu wählen. Die zweckmäfsige Annahm
ist etwas unsicher. Z. B. $q = \frac{1}{3}$ bis $\frac{2}{3}$; der zulässige
Die Formeln setzen eine wagerechte, obere Begrenzung

Abb. 281.

*u_s ist die wirkliche Ueberschüttungshöhe,
nicht die auf Gewölbemauerwerk reduzierte*

Abb.



*die tatsächlich
– nach vorläufiger
form – wird umge
gleiche mit parab
grenzung*

bezogenen Aufschüttung voraus und
sind nur für vorläufige Ueberschlag-
rechnungen geeignet.

3. Formeln von Melan[50]), die auf Grund der Elast
wickelt sind.

Es sei (Abb. 281 u. 282)

p die bei Vollbelastung } zugrunde zu legen
p_1 „ „ einseitiger Belastung } verteilte Verkehr

$q_c = \gamma \cdot d_c + \gamma_1 \cdot u_c + \frac{p}{2}$; $\quad w = u_c \cdot \gamma_1 + \frac{1}{2} p_1$,

$q' = \frac{8}{3} \frac{f^2}{l^2} d_c \left(\gamma - \frac{1}{2} \gamma_1\right) - \frac{1}{6} h \gamma_1$,

σ die gröfste zulässige Spannung in t/qm.

Dann ist der Scheitelkrümmungshalbmesser:

$$\varrho_c = \left(1 + \frac{q'}{q_c}\right) \frac{l^2}{16 f} \left[1 + \sqrt{\frac{2}{3} \frac{q_c}{(q_c + q')^2} \gamma_1 \cdot f}\right] \qquad (3)$$

Damit die Druckspannung (Randspannung) σ nicht überschritten wird, mufs mit der Bezeichnung $f_c = \frac{l^2}{8 \varrho_c}$

$$d_c \geqq \frac{1}{2} \frac{w \cdot \varrho_c}{\sigma - \gamma \cdot \varrho_c} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{2 p_1 f_c (\sigma - \gamma \cdot \varrho_c)}{w^2 \cdot \varrho_c} \cos^2 \varphi}\right] \text{ sein.} \qquad (4)$$

Hierbei ist genau genug $\cos^2 \varphi = l^2 : (l^2 + 4 f^2)$ (Abb. 282).

Damit keine Zugspannungen infolge der Belastung entstehen, hat man

$$d_c \geqq - \frac{w}{2\gamma} + \sqrt{\left(\frac{w}{2\gamma}\right)^2 + \frac{p_1 f_c}{2\gamma} \cos^2 \varphi} \quad . \quad . \quad . \quad . \qquad (5)$$

Bei dieser Stärke treten in der Regel immer noch Zugspannungen infolge Temperatur auf. Diese können aber kaum vermieden werden und sind in mäfsigen Grenzen als zulässig anzusehen. d_c mufs zunächst geschätzt werden und ebenso l, wenn Spannweite der unteren Leibung gegeben.

Die Ergebnisse der Formeln (4) und (5) dürften am zuverlässigsten sein für Brücken, die eine verhältnismäfsig grofse bewegliche Belastung und nicht allzu kleine Pfeilhöhe haben.

In einigen Fällen wird man, mit Rücksicht auf Temperaturspannungen usw., die erhaltenen Werte d_c etwas erhöhen.

Beispiel: Eisenbahnbrücke $l_1 = 28{,}9$ m; $f = 6$ m; d_c vorläufig $= 1{,}1$ m geschätzt; $\sigma = 250$ t/qm; $p = 2{,}5$ t/qm; $p_1 = 3$ t/qm; $\gamma_1 = 2{,}0$; $\gamma = 2{,}3$; $u_c = 0{,}7$ m.

Wird zunächst ein Kreisbogen als Bogenform angenommen, so wird mit $f_1 = f$ der Scheitelhalbmesser der unteren Leibung

$$r = \frac{f}{2} + \frac{l_1^2}{8 f} = 20{,}4 \text{ m},$$

$$\operatorname{tg} \varphi_a = \frac{14{,}45}{20{,}4 - 6} = 1{,}0 \quad \text{und} \quad l \sim 28{,}9 + 1{,}1 \operatorname{tg} \varphi_a = 30 \text{ m},$$

$$w = u_c \cdot \gamma_1 + \tfrac{1}{2} p_1 = 0{,}7 \,.\, 2 + 1{,}5 = 2{,}9 \text{ t/qm}.$$

$$q' = \frac{8}{3} \left(\frac{6}{30}\right)^2 \cdot 1{,}1 \left(2{,}3 - \frac{2}{2}\right) = 0{,}1526,$$

$$q_c = 1{,}1 \,.\, 2{,}3 + 0{,}7 \,.\, 2 + \tfrac{1}{2} \,.\, 2{,}5 = 5{,}18 \text{ t/qm}; \quad (q_c + q') = 5{,}33,$$

$$\varrho_c = \left(1 + \frac{0{,}153}{5{,}18}\right) \frac{900}{96} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{2}{3} \frac{5{,}18}{5{,}83^2} \, 2{,}0 \cdot 6}\right) = 24{,}7 \text{ m},$$

$$f_c = \frac{30^2}{8 \,.\, 24{,}7} = 4{,}56 \text{ m}; \quad (\sigma - \gamma \cdot \varrho_c) = 250 - 2{,}3 \,.\, 24{,}7 = 193{,}2 \text{ t/qm}.$$

Dann liefern (4) bzw. (5):

$$d_c = \frac{1}{2} \frac{2{,}9 \,.\, 24{,}7}{193{,}2} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{2 \,.\, 3 \,.\, 4{,}56 \,.\, 193{,}2}{2{,}9^2 \,.\, 24{,}7} \cdot \frac{900}{1044}}\right) = 1{,}073 \text{ m} \quad . \qquad (4)$$

$$d_c = - \frac{2{,}9}{4{,}6} + \sqrt{\left(\frac{2{,}9}{4{,}6}\right)^2 + \frac{3 \,.\, 4{,}56}{2 \,.\, 2{,}3} \cdot \frac{900}{1044}} = 1{,}088 \text{ m} \quad . \quad . \quad . \quad . \qquad (5)$$

Wenn man die hinzukommenden Temperaturspannungen (Zug
kann die angenommene Stärke der nun zu erfolgenden genaueren
zugrunde gelegt werden.

Bei einer Aufschüttungshöhe $u_c = 1{,}5$ m statt $u_c = 0{,}7$ m
$d_c = 1{,}18$ bzw. 0.926 m. Unterschiede beachten!

4. Formeln von Mörsch: Bezeichnungen γ, d_c, γ_1,
unter 3.

$$q = \gamma \cdot d_c + \gamma_1 \cdot u_c + p.$$

r Krümmungshalbmesser der inneren Leibung
ϱ „ „ Stützlinie bei
Scheitel.

Für 1 m Breite wird $H = q \cdot \varrho$ und $H \sim q\,(r + d)$.

Mit der zulässigen Randspannung $= \sigma$ und der

$$\sigma_o = \sigma : \left[1 + \frac{1}{2}\left(\frac{f}{d} - 1\right)\frac{p}{q}\right],$$

erhält man, wenn σ nicht überschritten werden soll,

$$d_c \geqq \frac{H}{\sigma_o} = \frac{q \cdot \varrho}{\sigma_o} \sim \frac{q \cdot r}{\sigma_o - q}, ..$$

und wenn die Stützlinie bei halbseitiger Vollbelastun
Kern heraustreten soll,

$$d_c \geqq 0{,}245\, l \sqrt{\frac{p \cdot q}{(q - 0{,}5\, p)\, \sigma_o}} \;.$$

Anwendung auf das Zahlenbeispiel unter 3., jedoch mit $p_1 =$
Es wird $q = 6{,}43$. Mit Hülfe der Melanschen Formel (3) für ϱ,
$\rho = 23{,}8$ m $\left(\text{statt } 24{,}7 \text{ m bei Belastung } \frac{p}{2}\right)$.

Es wird $\sigma_o = 250 : 1{,}864 = 134$ t/qm, und es liefern

(6) $d_c = \frac{6{,}43 \,.\, 23{,}8}{134} = 1{,}16$ m; (7) $d_c = 0{,}245 \,.\, 30 \sqrt{\ldots}$

Für $p_1 = p = 3$ t/qm liefern

(6) $d_c = 1{,}28$ m; (7) $d_c = 1{,}27$ m.

(6) und (7) liefern also gröfsere Stärken als (4) und (5).

2. Bestimmung der Bogenform.

Die Gewölbemittellinie soll mit der Stützlinie für „n
zusammenfallen (S. 1031). Man kann die Stützlinie
weise gewählten Gewölbe ermittel
Mittellinie mit der Stützlinie in
bringen. Das Verfahren ist unte
wiederholen.

Abb. 283.

Bei etwas flacheren Brücken n
schüttung und ohne Hohlräume z
und Gewölbe versuche man zunäch
nach Abb. 283.

Mit wachsender Aufschüttung wird der Unterschied
kleiner, und unter hohen Dämmen kann $r_2 > r_1$ w
räumen (Aussparungen) zwischen Fahrbahn- und Ge
erhält man oft annähernd einen Kreisbogen als Mitte

Rechnerische Bestimmung der Gewölbeform nach

Digitized by Google

Mit den Bezeichnungen wie unter 8., S. 1036 ist (Abb. 281)

$$y = (q_c + m x^2) \frac{x^2}{2H}, \text{ wo } m = \frac{\gamma_1 \cdot q_c}{12 H} + \frac{4 q'}{l^2} \text{ und}$$

$$H = q_c \cdot \varrho_c = (q_c + q') \frac{l^2}{16 f} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{2}{3} \frac{q_c}{(q_c + q')^2} \gamma_1 \cdot f} \right]$$

(am besten berechnet mit Hülfe des Wertes ϱ_c [Formel (3)]).

Für das Zahlenbeispiel S. 1037 $l = 30$, $f = 6$, $d_c = 1{,}1$, $p = 2{,}5$ t/qm, wird

$$H = 5{,}18 \,.\, 24{,}7 = 128 \text{ t und}$$

$$m = \frac{2 \,.\, 5{,}18}{12 \,.\, 128} + \frac{4 \,.\, 0{,}1526}{900} = 0{,}00742,$$

$$y = (5{,}18 + 0{,}00742\, x^2) \frac{x^2}{256} = (0{,}0202 + 0{,}0000289\, x^2)\, x^2.$$

b. Der Dreigelenkbogen.

Es ist (Abb. 285) $d_b > d_a > d_c$.

$d_b : d_c$ nimmt zu mit dem Pfeilverhältnis und mit dem Verhältnis der beweglichen zur ständigen Belastung,

d_c oft gröfser, als theoretisch erforderlich,

$d_b : d_c$ bei ausgeführten Brücken oft 1,2 bis 1,5,

d_b fällt gröfser aus als die entsprechende erforderliche Stärke bei eingespannten Gewölben.

Abb. 284.

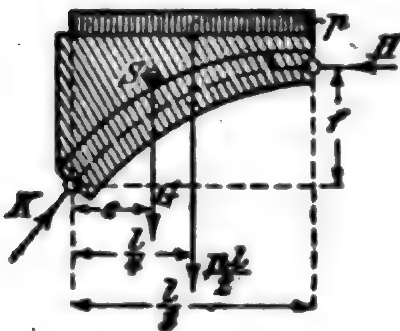
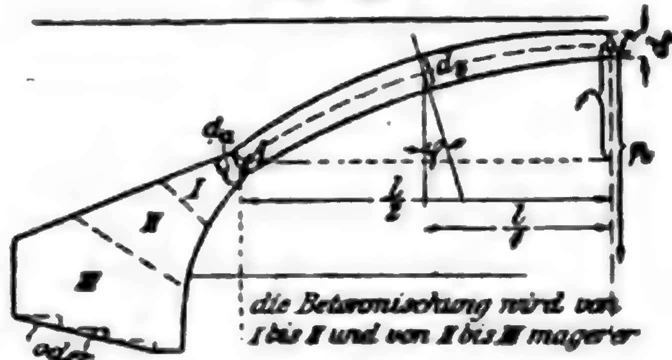


Abb. 285.



Nach Melan,[80] S. 171 u. 165, setze man (Bezeichnungen auf S. 1036):

$$d_c \gtreqless \frac{(\gamma_1 \cdot u_c + p)}{\sigma - \gamma \cdot \varrho_c} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (8)$$

wo ϱ_c annäherungsweise nach (3) S. 1037 und für σ wegen Gelenkreibung ein etwas kleinerer Wert als der zulässige zu setzen ist.

Es ist ferner $d_a \gtreqless \frac{K}{\sigma}$ (Abb. 284), wo σ wieder zu verkleinern.

$$K = \sqrt{H^2 + Q^2}, \text{ wo } H = \frac{G e}{f} + \frac{p l^2}{8 f} \text{ und } Q = g + \frac{p l}{2} \text{ (Abb. 284)}$$

$$\text{oder } H = (g_c + p)\, \varrho_c \quad \text{wobei} \quad g_c = (d_c \cdot \gamma + u_c \cdot \gamma_1).$$

Damit die zulässige Druckspannung nicht überschritten wird, hat man (Abb. 285)

$$d_b \cos \varphi = \frac{{}^1/_2\, (g_c + {}^1/_2\, p_1)}{\sigma} \cdot \varrho_c \left[1 + \sqrt{1 + \frac{3 p_1 \cdot f_c \cdot \sigma}{(g_c + {}^1/_2\, p_1)^2 \varrho_c} \cos^2 \varphi} \right] \quad (9)$$

Hierbei $f_c = \frac{l^2}{8 \varrho_c}$ und bei flachen Bogen $\cos^2 \varphi \sim \frac{l^2}{l^2 + 4 f^2}$.

Damit keine Zugspannungen entstehen, hat man

$$d_b \cos\varphi \gtrless \tfrac{3}{4}\frac{p_1 f_c}{g_c + \tfrac{1}{2}p_1}\cos^3\varphi \quad \text{(Melan,[50]) S}$$

Der Ausdruck (10) liefert bei grofser Nutzlast grof keine Temperaturspannungen hinzukommen, dürfte spannungen infolge der Belastung zulässig sein, w geringere Stärken, als (10) liefert, statthaft sind.

Zahlenbeispiel. Die S. 1037 untersuchte Eisenbahnbrücke statt mit eingespanntem Gewölbe ausgeführt. σ wie dort = 250 spannung wegen Gelenkreibung nur 200 t/qm zulässig.

Mit ϱ_c wie früher = 24,7 erhält man nach (8)

$$d_c = \frac{2 \,.\, 0{,}7 + 2{,}5}{200 - 2{,}3 \,.\, 24{,}7} = 0{,}67 \text{ m.}$$

Um den Unterschied zwischen d_b und d_c nicht zu grofs we $d_c = 0{,}9$ m gewählt.

Es wird $g_c = 0{,}9 \,.\, 2{,}3 + 0{,}7 \,.\, 2 = 3{,}47$ t/qm. $g_c + \tfrac{1}{2}p_1 =$

$$\cos\varphi = \sqrt{\frac{900}{900 + 4 \,.\, 67}} = 0{,}928.$$

Aus (3) ergibt sich $\varrho_c = 25{,}1$ m. und es wird $f_c = \frac{900}{8 \,.\, 25{,}1} =$

(9) liefert nun

$$d_b \cos\varphi \gtrless \tfrac{1}{2}\frac{4{,}97 \,.\, 25{,}1}{250}\left(1 + \sqrt{1 + \frac{3 \,.\, 3 \,.\, 4{,}485 \,.\, 250}{4{,}97^2 \,.\, 25{,}1} \cdot \frac{97}{10.}}\right.$$

$$d_b = \frac{1{,}22}{0{,}928} = 1{,}31 \text{ m.}$$

Damit keine Zugspannungen entstehen, wird nach (10)

$$d_b = \tfrac{3}{4}\frac{3 \,.\, 4{,}485}{4{,}97} \cdot 0{,}928 = 1{,}88 \text{ m.}$$

Bei einer Ueberschüttung $u = 1{,}5$ m statt $u = 0{,}7$ m erhält ma (9) und (10) $d_b = 1{,}41$ m bzw. $d_b = 1{,}50$ m, statt 1,31 und 1

Vgl. hierzu die Bemerkungen S. 1034 unten und 1035 oben.

D. Tafeln für gewölbte Brücke

Tafel 28 bis 33.*)

Belastungsannahmen bei der Berechnung der Ta das spezifische Gewicht des Mauerwerks 2,2 (z das spezifische Gewicht des Erdreichs 1,6, jedo schüttungshöhen über Gewölbscheitel $\gtrless$ 1

Der **Erddruck** auf eine senkrechte Fläche ist wager und unter der Annahme eines Winkels $\varrho = 33^0 40'$ nac S. 173, Abschn. Statik, berechnet.

Für die dreieckförmige Druckfigur (S. 171 Ab entsprechend $b = 0{,}287\,h$ gewählt. Von diesem Drei Weise ein Trapez von der Höhe des Widerlagers al angenommen.

Bei den Bauwerken von 5 m Ueberschüttung an der auf den Gewölberücken entfallende Anteil des druckes berücksichtigt.

*) Die einzelnen Zahlen in den Tafeln 28 bis 33, ebenso die bis 289 sowie auch Abb. 290 bis 292, sind den mafsstäblichen Abl Fr Battels[48]) entnommen.

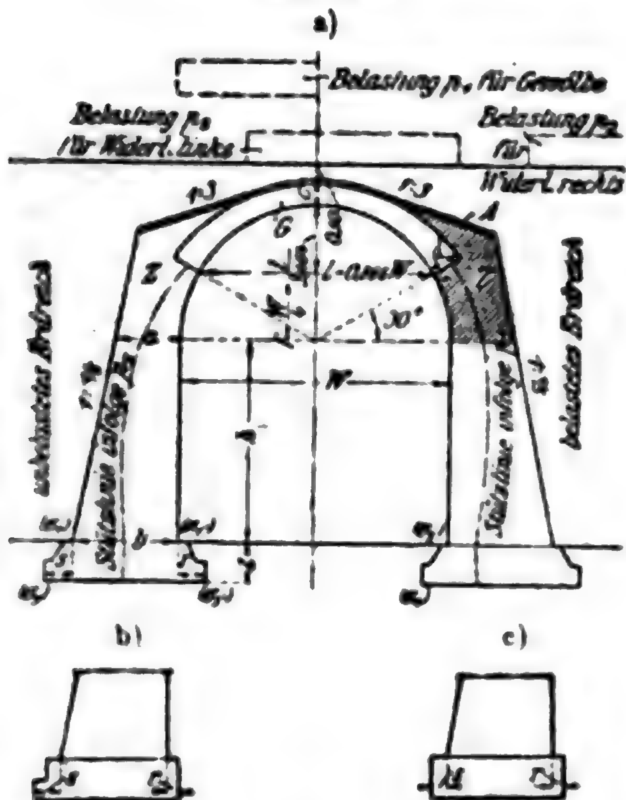
Google

Bei der Widerlagerberechnung ist der wie oben erhaltene wagerechte Erddruck zusammengesetzt mit dem Gewichte des lotrecht über der geneigten Rückenfläche befindlichen Erdreiches zu einem schrägen Gesamterddruck.

Die **Verkehrslast** ist bei den Eisenbahnbrücken unter der Annahme einer Mindestbreite des Bauwerkes von 4 m für 1 Gleis je nach der

Abb. 286.

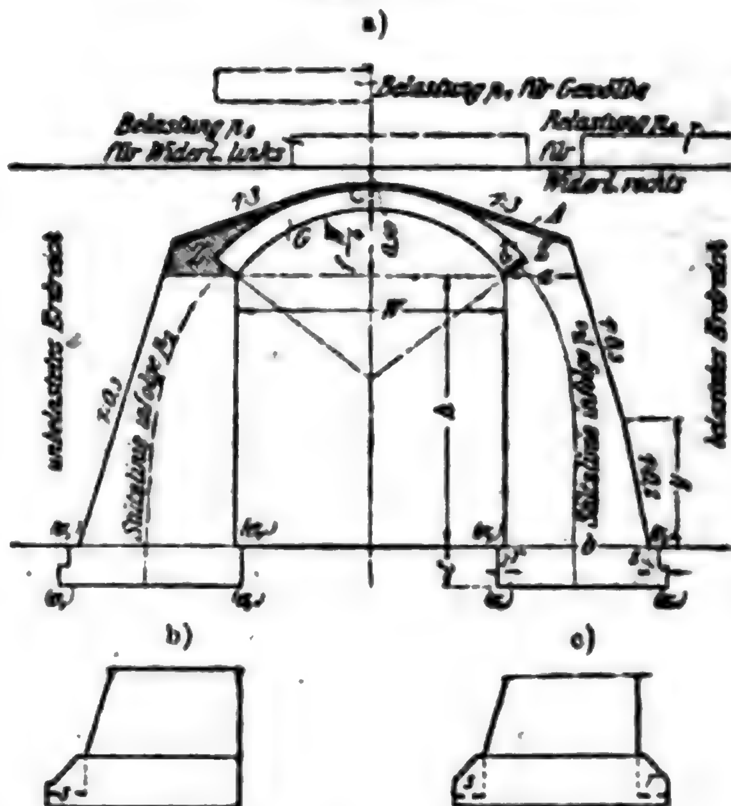
a)



b) c)

Abb. 287.

a)



b) c)

Belastungslänge zu 3,2 bis 2,8 t/qm ermittelt. Bei Strafsenbrücken entsprechend zu 1,8 bis 0,8 t/qm.

Bei der Ermittlung der Gewölbestärke (einseitige Belastung) ist angenommen worden, dafs die Stützlinie durch die Scheitelmitte geht

Abb. 288.

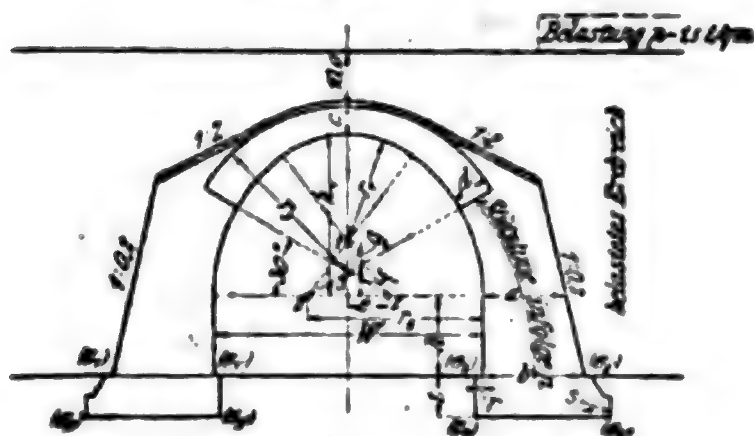
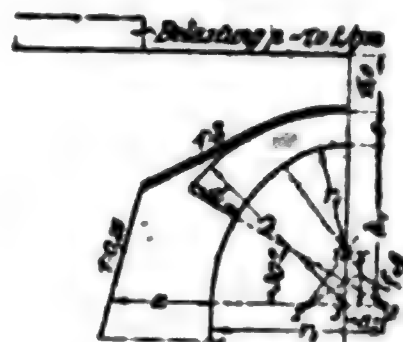


Abb. 289.



und in der Entfernung 0,2 Spannweite, vom Scheitel aus gemessen, auf der belasteten Seite um $\frac{0,01\,p l^2}{H}$ nach oben, auf der unbelasteten Seite um denselben Betrag nach unten von der Ge-

Eisenbahnbrücken. **Tafel 28.** Halbkreisbogen (Abb. 286).

W	c	d	a	σ_g	G	$2Z$	A	h	b	t	s	r	Spannungen infolge p_2: σ_1	p_2: σ_3	p_3: σ_2	p_3: σ_4	p
m	m	m	m	kg/qcm	qm	qm	m	m	m	m	m	m	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	t/qm
2,00	0,35	0,35	0,85	4,00	0,86	1,30	3,74	2,00	1,25	1,00	0,20	0,15	2,14	1,77	1,83	2,76	3,2
4,00	0,45	0,55	1,20	5,16	2,30	4,04	6,00	1,00 3,00	1,40 1,80	1,00 1,00	0,30 0,30	0,20 0,30	3,00 2,81	2,88 2,41	1,19 3,26	1,45 3,05	3,2 ²) 3,2 ²)
6,00	0,55	0,70	1,60	5,70	4,16	7,95	8,65	1,50 4,50	1,90 2,50	1,20 1,20	0,50 0,70	0,20 0,70	4,35 3,65	3,50 2,86	1,54 4,70	1,94 3,00	3,2 ²) 3,2 ²)
8,00	0,65	0,85	1,90	6,80	6,56	12,64	11,02	2,00 6,00	2,30 3,10	1,20 1,20	0,60 0,80	0,20 0,80	4,80 3,22	3,76 2,66	2,66 7,25	2,90 4,45	3,2 ³) 3,2 ³)
10,00	0,75	1,00	2,25	8,86	9,50	18,69	13,48	2,50 6,50	2,75 3,55	1,50 1,50	0,60 0,75	0,30 1,00	5,02 3,42	4,30 3,40	3,09 7,35	3,28 4,53	3,0 ³) 3,0 ³)
12,00	0,80	1,10	2,60	8,30	12,21	25,78	16,00	3,00 7,50	3,20 4,10	1,50 1,80	0,60 1,20	0,40 1,20	4,60 4,92 ¹)	3,92 3,32 ¹)	4,19 9,10	4,00 5,30	2,8 2,8
16,00	0,90	1,40	3,40	11,4	19,15	44,30	21,20	4,00 8,00	4,20 5,00	1,50 2,00	0,70 1,40	0,50 1,40	4,9 5,72 ¹)	4,65 3,87	5,23 9,00	4,43 5,50	2,8 2,8

¹) Hier sind die Spannungen σ_1' u. σ_2' angegeben; da größer wie σ_1 u. σ_2. — ²) $p_3 = 2,8$ t/qm. — ³) $p_3 = 2,8$; $p_2 = 3,0$ t/qm.

Eisenbahnbrücken. **Tafel 29.** Segmentbogen (Abb. 287).

W	c	d	a	σ_g	G	$2Z$	A	h	y	b	t	s	r	Spannungen infolge p_2: σ_1	p_2: σ_2	p_3: σ_3	p_3: σ_4	p
m	m	m	m	kg/qcm	qm	qm	m	m	m	m	m	m	m	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	t/qm
2,00	0,35	0,35	1,2	2,24	0,925	0,84	4,48	2,5	0	1,825	1,0	0,20	0	1,74	1,08	1,68	1,82	3,2
4,0	0,45	0,50	1,50	6,75	2,37	1,86	6,96	1,0 4,0	0 0	1,8 2,7	1,0 1,0	0,30 0,30	0 0	1,92 2,86	1,17 ¹) 1,72	2,72 2,66	1,56 ¹) 2,42	3,2 ²) 3,2 ²)
6,0	0,55	0,65	1,85	8,4	4,38	3,35	9,66	1,5 6,0	0 0	2,3 3,65	1,2 1,2	0,50 0,50	0 0	2,80 3,53	1,84 ¹) 2,60	3,2 3,04	1,86 ¹) 3,42	3,2 ²) 3,2 ²)
8,00	0,65	0,80	2,20	9,4	6,96	5,18	12,30	2,0 8,0	0 0	2,8 4,6	1,20 1,20	0,80 0,60	0 0,2	3,34 3,65	2,52 ¹) 3,30	3,16 3,30	2,22 ¹) 3,64	3,3 ³) 3,2 ³)
10,0	0,75	0,95	2,55	10,6	10,11	7,51	14,91	2,5 10,0	0 2,5	3,3 5,3	1,50 1,50	0,9 0,7	0 0,5	3,92 4,1	2,82 ¹) 4,7	3,77 3,80	2,54 ¹) 4,3	3,2 ³) 3,0 ³)
12,00	0,80	1,10	2,90	11,4	13,32	9,84	17,64	3,0 12,0	0 4,5	3,8 6,05	1,50 1,50	1,0 0,8	0 0,8	4,45 4,38	3,35 ¹) 5,7	4,1 4,1	2,91 ¹) 4,8	2,8 2,8
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	4,8	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

Strafsenbrücken. **Tafel 30.** Segmentbogen (Abb. 287).

W	c	d	a	σ g	G	2 Z	A	h	b	t	s	r	Spannungen infolge p_2		Spannungen infolge p_3		p_1	p_{2+3}
													σ_1	σ_3	σ_2	σ_4		
m	m	m	m	kg/qcm	qm	qm	m	m	m	m	m	m	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	t/qm	t/qm
2,00	0,25	0,25	0,90	—	0,64	0,58	3,88	2,50	1,4	1,0	0,2	0	1,64	1,31	1,1	2,08	2,0	1,6
4,0	0,3	0,35	1,15	5,5	1,564	1,4	6,4	1,0 4,0	1,3 1,95	1,0 1,0	0,35 0,3	0 0	1,83 2,34	2,05 1,78	1,47 [1] 1,69	1,48 [1] 2,53	1,5 1,5	1,2 1,2
6,0	0,35	0,45	1,4	6,78	2,806	2,46	8,90	1,5 6,0	1,7 2,6	1,2 1,2	0,4 0,3	0 0,3	2,5 2,3	2,7 2,08	2,22 [1] 2,72	2,18 [1] 3,0	1,2 1,2	1,0 1,0
8,00	0,4	0,55	1,7	8,0	4,38	3,96	11,52	2,0 8,0	2,1 3,3	1,2 1,2	0,6 0,4	0 0,7	3,27 2,97	2,92 2,36 [1]	2,68 [1] 4,32	2,3 3,35	1,2 1,2	1,0 1,0
10,0	0,45	0,6	2,0	9,9	6,05	5,97	14,13	2,5 10,0	2,5 4,0	1,5 1,5	0,6 0,5	0 1,0	3,58 4,46 [1]	3,42 3,05 [1]	3,04 [1] 5,15	3,04 [1] 3,85	1,2 1,2	1,0 1,0
12,0	0,5	0,7	2,3	11,0	8,22	8,32	16,73	3,0 10,5	2,9 4,4	1,5 1,5	1,0 0,8	0 1,0	3,5 4,97 [1]	2,75 3,52 [1]	3,47 [1] 5,65	2,63 [1] 4,02	1,1 1,1	0,9 0,9
16,0	0,6	0,9	2,9	12,9	13,49	13,85	22,0	4,0 14,0	3,7 5,7	1,8 2,5	1,2 1,6	0 1,6	4,8 7,0 [1]	3,8 4,7	4,78 [1] 7,62	3,62 [1] 5,1	1,0 1,0	0,8 0,8

[1]) Hier sind die Spannungen σ_1', σ_2', σ_3' u. σ_4' angegeben, da gröfser wie σ_1, σ_2, σ_3 u. σ_4.

Eisenbahnbrücken mit 5 m Ueberschüttung. **Tafel 31.** Halbkreisbogen (Abb. 286).

W	a	2 z	A	h	b	t	s	r	Spannungen infolge p_1		Spannungen infolge p_1		p
									σ_1	σ_3	σ_2	σ_4	
m	m	qm	m	m	m	m	m	m	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	t/qm
2,00	1,0	1,5	4,11	2,0	1,4	1,0	0,3	0,2	3,26 [1]	3,25 [1]	2,54 [1]	2,12	2,0
3,00	1,25	2,68	5,64	2,50	1,75	1,0	0,35	0,15	—	—	—	—	2,0
4,00	1,5	4,16	7,15	3,0	2,1	1,0	0,4	0,1	3,56	3,4 [1]	4,6 [1]	3,49 [1]	2,0
5,00	1,7	5,82	8,50	3,0	2,3	1,1	0,6	0,1	—	—	—	—	2,0
6,00	1,9	7,84	9,9	3,0	2,5	1,2	0,7	0,1	4,4	3,86 [1]	5,5 [1]	4,0 [1]	2,0
7,00	2,15	10,4	11,38	3,0	2,75	1,2	0,75	0,1	—	—	—	—	2,0
8,00	2,4	13,1	12,92	3,2	3,04	1,2	0,8	0,1	4,78	4,04 [1]	6,52 [1]	4,40 [1]	2,0

[1]) Hier sind die Spannungen σ_1', σ_2', σ_3' u. σ_4' angegeben, da gröfser wie σ_1, σ_2, σ_3 u. σ_4.

Eisenbahnbrücken mit 10 m Ueberschüttung.

Tafel 82.

	W	c	d	a	b	h	t	s	r	σ_2	σ_4	h_1	e	f	g	r_1	r_2	r_3
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	kg/qcm	kg/qcm	m	m	m	m	m	m	m
Ueberhöhter Kreisbogen Abb. 288.	2,0	0,35	0,43	1,1	1,46	1,8	1,0	0,3	0,4	4,28	3,1	1,2	0,3	0,173	0,227	0,8	1,3	1,376
	3,0	0,43	0,54	1,35	1,79	2,2	1,0	0,4	0,3	—	—	1,8	0,45	0,26	0,34	1,2	1,95	1,97
	4,0	0,5	0,65	1,6	2,12	2,6	1,0	0,5	0,3	4,98	4,2	2,4	0,6	0,346	0,454	1,6	2,6	2,557
	5,0	0,58	0,77	1,85	2,35	2,5	1,1	0,6	0,25	—	—	3,0	0,75	0,43	0,57	2,0	3,25	3,15
	6,0	0,65	0,87	2,05	2,53	2,4	1,2	0,7	0,2	6,8[1]	5,1	3,6	0,9	0,52	0,68	2,4	3,9	3,73
	7,0	0,73	0,98	2,3	2,76	2,3	1,2	0,75	0,2	—	—	4,2	1,05	0,606	0,794	2,8	4,55	4,32
	8,0	0,80	1,1	2,5	2,98	2,4	1,2	0,8	0,2	7,10[1]	5,67	4,8	1,2	0,69	0,91	3,2	5,2	4,91
Halbkreisbogen	2,0	0,4	0,4	1,1	1,5	2,0	1,0	0,3	0,25	4,25[1]	3,4							
	3,0	0,48	0,55	1,45	1,95	2,5	1,0	0,4	0,25	—	—							
	4,0	0,55	0,7	1,8	2,4	3,0	1,0	0,5	0,3	7,05[1]	5,80[1]							
	5,0	0,6	0,8	2,05	2,65	3,0	1,0	0,6	0,35	—	—							
	6,0	0,65	0,9	2,3	2,9	3,0	1,2	0,7	0,4	8,85[1]	7,12[1]							
	7,0	0,75	1,0	2,55	3,15	3,0	1,2	0,7	0,4	—	—							
	8,0	0,8	1,1	2,8	3,44	3,2	1,2	0,8	0,5	10,6[1]	8,6[1]							

[1]) Hier sind die Spannungen σ_2' u. σ_4' angegeben, da größer als σ_2 u. σ_4.

Eisenbahnbrücken mit 15 m Ueberschüttung.

Tafel 83.

Ueberhöhter Bogen (Abb. 289).

W	c	d	a	b	h	h_1	e	$f+g$	r_1	r_2	r_3	t	s	r	σ_2'	σ_4'
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	kg/qcm	kg/qcm
2,0	0,45	0,6	1,25	1,61	1,8	1,2	0,3	0,4	0,8	1,3	1,65	1,0	0,4	0,25	5,8	4,7
3,0	0,55	0,78	1,5	1,94	2,2	1,8	0,45	0,6	1,2	1,95	2,35	1,0	0,6	0,3	—	—
4,0	0,65	0,95	1,8	2,32	2,6	2,4	0,6	0,8	1,6	2,6	3,05	1,2	0,7	0,3	10,05	7,32
5,0	0,75	1,14	2,1	2,6	2,5	3,0	0,75	1,0	2,0	3,25	3,75	1,3	0,8	0,35	—	—
6,0	0,85	1,31	2,4	2,83	2,4	3,6	0,9	1,2	2,4	3,9	4,45	1,5	0,9	0,4	12,5	9,8
7,0	0,95	1,48	2,7	3,28	2,3	4,2	1,05	1,4	2,8	4,55	5,05	1,5	0,9	0,45	—	—
8,0	1,05	1,65	3,0	3,6	2,4	4,8	1,2	1,6	3,2	5,2	5,85	1,60	1,0	0,50	11,6	9,55

wölbemittellinie abweicht, während die Abweichungen in der Kämpfersenkrechten entsprechend $\frac{0{,}0125\,p\,l^3}{H}$ sind, auf der belasteten Seite nach unten, auf der unbelasteten Seite nach oben [s. Tolkmitt[57]) S. 47].

E. Einige Einzelheiten der Ausführung.

Abb. 290 bis 292. Anordnungen bei Eisenbahnbrücken.

Abb. 290. Kleinste zulässige Höhe zwischen Gewölbe und Schutzschicht. Die eingeklammerte Zahl bezieht sich auf Nebenbahnen.

Abb. 291. Höhen bei normaler Bettung.

Abb. 290.

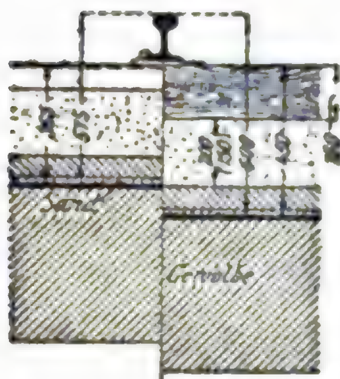


Abb. 291.

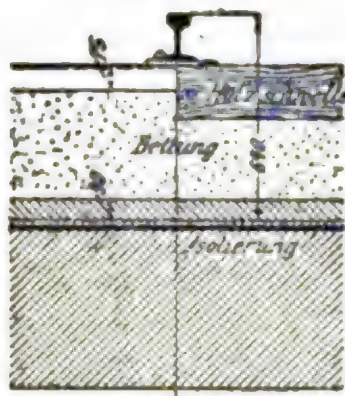


Abb. 292.

Abb. 292. Wünschenswerte Höhe zwischen Gewölbe und S.-O. Diese gröſsere Aufschüttungshöhe ist für das eigentliche Gewölbe günstiger als die geringere, zumal bei kleiner Spannweite und groſser Pfeilhöhe, vgl. S. 1033.

Bei sehr beschränkter Höhe können als Schutzschicht für die Isolierung (Asphaltfilz, Jeserit usw.) statt einer Ziegelflachschicht eine doppelte Lage Biberschwänze oder dünne (3 cm) Zementplatten bzw. Eisenbetonplatten verwendet werden. Vgl. Isolierung bei eisernen Straſsenbrücken S. 1014 und Abb. 251.

Bei 2,7 m Schwellenlänge beträgt die Entfernung zwischen den Stirnmauern oben im lichten mindestens 3,3 m, woraus sich eine Mindestbreite des Bauwerks von etwa 4,5 m ergibt.

Abb. 294.

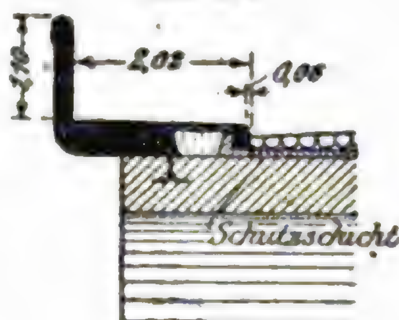


Abb. 293.

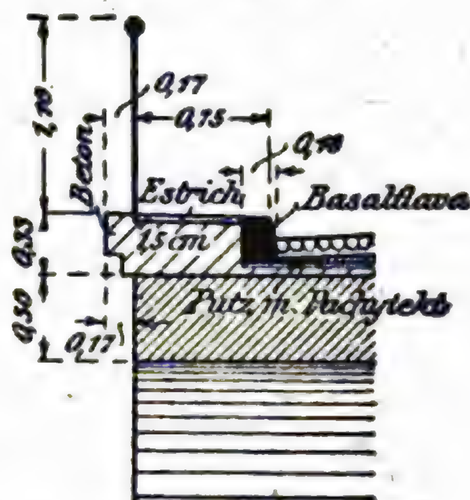


Abb. 293 u. 294.*) Scheitelquerschnitte bei Straſsenbrücken. Zur Bestimmung der Mindesthöhe der Fahrbahnmitte über dem Gewölbescheitel rechne man bei

*) Abb. 293 bis 300 nach Ausführungen der Firma Dyckerhoff & Widmann, Biebrich am Rhein.

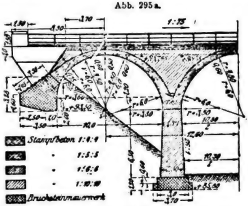
einer Fahrbahnbreite b und einer Querneigung
bahn wie der Isolierschicht von 1:50, letztere
2,5 cm Betonabgleichung über dem Gewölbeschei
schicht, 3 cm Schutzschicht, 3 cm Sand, 10 cm Pf

von Abrundungen der Querneigungen abgesehen,

Isolierschicht soll eine Querneigung $\geq$ 1:50, eine Län
haben (Abb. 279 u. 280 S. 1033 u. 1034).

Höhe der Bordschwelle 12 cm, Querneigung d
bis 1:40. Die Schutzschicht (Abb. 251 S. 1015)

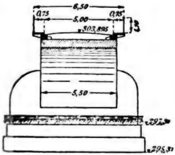
Abb. 295a.



mäfsig aus einer Betonschicht bestehen, deren Stärk
der Isolierung wie der Fahrbahn entsprechend nach

Abb. 295a bis c stellt eine Strafsenbrücke über
einschnitt dar. Zu bemerken: 1. Ausfüllung des Ge
dem Pfeiler mit M
auch sonstige Uebe
wölbes mit Magerb
zu Abb. 297 bis 2
mauerung des Gew
wegen der Uebern
gehaltenen Stirnma
3. Unterschneidung
an den Enden (Abb.
4. die erforderlichen
ken der Flügel bz
zwischen denselben
(Abb. 295c). Die
mauerstärke beträg
mehr als 0,4 × Höh
ausgeführt. Zur Ve

Abb. 296.



Stärke kann auch bei hohen Stirnmauern und schm
Verankerung in Frage kommen (Abb. 297, 299 sowie

Abb. 296 bis 300 stellen Einzelheiten einer Strafsenbrücke über einen Flufs dar. Zu bemerken: 1. Es fehlt jede Uebermauerung des Gewölbes. 2. Die Flügelmauern (verlängerte Stirnmauern) sind wie bei Abb. 295 unterschnitten. 3. Die gegenseitige Verankerung der Stirnmauern. 4. Die Entwässerung durch den Pfeiler. Diese Entwässerung oft auch bei entsprechender unsymmetrischer Gestal-

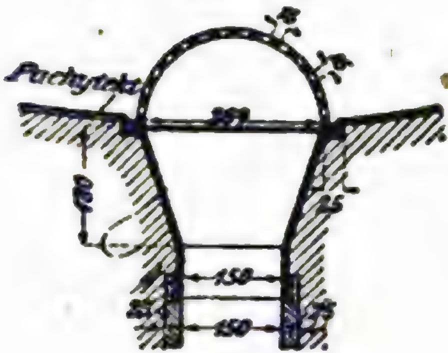


Abb. 298.

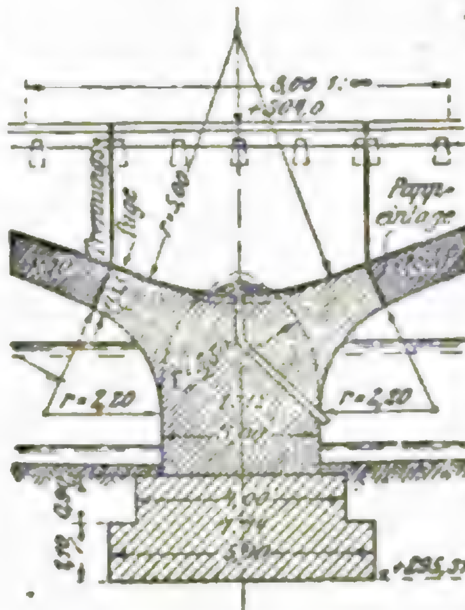


Abb. 297 a.

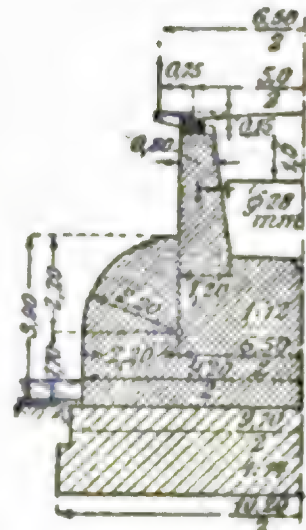


Abb. 297 b.

tung der Uebermauerung in der Nähe des Pfeilers durch das eine der beiden Gewölbe in Kämpfernähe. 5. Durchgehende Trennungsfugen in den Stirnmauern über den Gewölbekämpfern zur Verhütung von Rifsbildungen. Solche Trennungsfugen sind bei Dreigelenkbogen unbedingt erforderlich, bei anderen Gewölben meistens erwünscht (Abb. 279 u. 280). 6. Die Auskragung der Fufswege durch eine Eisenbetonkonstruktion (Abb. 297 b, 299 b u. 300 a bis c). Durch eine solche jetzt sehr häufig ausgeführte Auskragung können Gewölbe, Pfeiler und Fundamente schmäler gehalten und kann auch ein Lehrgerüstbogen erspart werden, wodurch erhebliche Ersparnis. Derartige Fufswegauskragungen können auch mittels einer Platte allein, ohne besondere Konsolen (Haupteiseneinlagen also quer zur Längsrichtung der Brücke), ausgeführt werden, Abb. 294 S. 1045.

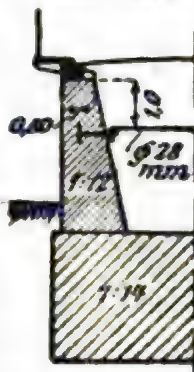


Abb. 299 b.

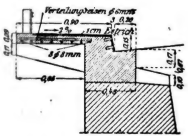
Abb. 299 a.

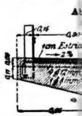
Kleinste Brückenbreiten. Der österreichische Gewölbeausschufs gibt für Gewölbe mit gleichbleibender Breite und ohne seitlichen Anlauf bei $l = 30$ m, $b \geqq {}^1/_{12{,}5}\, l$, und bei $l = 100$ m, $b \geqq {}^1/_{14{,}3}\, l$ an. Bei leichteren hohen und schmalen Brücken treten erhebliche Zugspannungen im Kämpfer infolge Winddruck auf, so dafs eine diesbezügliche Untersuchung durchaus angebracht ist.

Bei Eisenbetonbrücken ist man bis $b = {}^1/_{34}\, l$ her
gängerbrücke über die Saale bei Merseburg, Fuſ
$b = 1{,}5$ m, $l = 54$ m (kaum empfehlenswert).

Mittelpfeiler. Bei langen Viadukten schaltet m
4. Oeffnung einen sogenannten Gruppenpfeiler ein
Zerstörung eines Gewölbes den einseitigen Gewölb
Eigengewicht belasteten Gewölbes

Abb. 300 a.



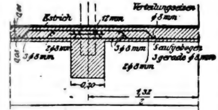


aushalten. Weiterer Vorteil: Eine Gruppe des Ge
gerüstet werden, bevor die nächste Gruppe aufgeba

Als Stärke der gewöhnlichen Mittelpfeiler in Kä
bei niedrigeren Brücken, die nicht im Wasser stehen,
Bei Brücken in Flüssen (Auftrieb und Unterspülu
$^1/_6\, l$ und auch $^1/_5\, l$ Dieselbe Stärke findet man a
Viadukten (Abb. 295 a S. 1046).

Verstärkung der Pfeiler nach unten durch Anlau
hohen Pfeilern wird dieser Anlauf zweckmäſsig n

Abb. 300 c.



(absatzweise)
halten die Pf
⊥ zur Brüc
Anlauf, etw
unter etwas s
in Kurven is
lauf zweckm
auf beiden S

Man bea
stärkung de
pferhöhe ein
Gewölbespan

hat. Die Pfeilerstärke ist zu bestimmen, bevor das
berechnet wird.

Widerlager. Die Standwiderlager (Abb. 286 u. 28
zweckmäſsig bei hohen Brücken mit kleiner Spann
druck der Drucklinie schnell eine annähernd senkre

Besonders bei groſsen Spannweiten, und in Ein
auch bei kleinen, bevorzuge man Widerlagerformen,
der Drucklinie möglichst anschmiegen (verlorene W

Digitized by Google

Dies gilt auch für Gewölbe mit Gelenken (Abb. 285 S. 1039). Bei eingespannten Gewölben ist dann eine scharfe Trennung zwischen Gewölbe und Widerlager oft nicht vorhanden, was eine gewisse Unsicherheit in der Berechnung mit sich führt.

Flügelmauern. Neuerdings fehlen sie oft, indem im Auftrage eine besondere Brückenöffnung in die Dammböschung hineingebaut wird und im Einschnitt etwa nach Abb. 107 S. 273 gebaut wird. Vgl. sonst Abb. 268 u. 269 S. 1027 u. 1028 sowie Abb. 295 u. 299 S. 1046 u. 1047.

F. Lehrgerüste.

e_1 = Entfernung der Kranzhölzer, e_2 = Entfernung der Lehrbinder. Entweder ein Lehrbinder unter jedem Kranzholz oder sogenannte Pfettenbinder, bei welchen die Kranzhölzer von den auf den Lehrbogen ruhenden Pfetten getragen werden.

Im ersten Falle $e_1 = e_2$ etwa 1,00 bis 1,60 m, am häufigsten 1,20 bis 1,40 m.

Verwendet man doppelte Kranzhölzer — auf beiden Seiten eines dazwischen stehenden Ständers angebracht — (Abb. 302b), so wird der Verkleinerung von e_1 entsprechend, e_2 vergröfsert werden können.

Pfettengerüste wurden auch früher verwendet, und zwar mit 2 bis 3 Kranzhölzern auf jeden Lehrbinder, besonders bei kleineren Brücken, wenn das Gerüst wieder verwendet werden konnte.

In der letzten Zeit sind aber Pfettengerüste bei Betongewölben besonders viel in Aufnahme gekommen. e_1 hier oft sehr klein, bis 50, 45 und 40 cm herunter (Abb. 304) bei den sonst üblichen Lehrbinderentfernungen. Vorteil: Vorhandene dünne Schalbretter, 3 bis 4 cm stark, können auch beim Betonstampfen verwendet werden.

Abb. 301.

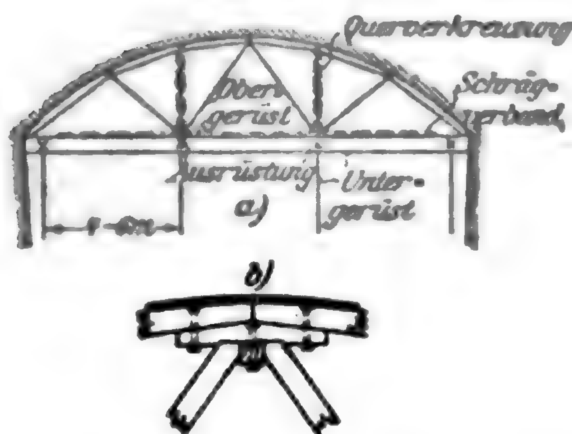
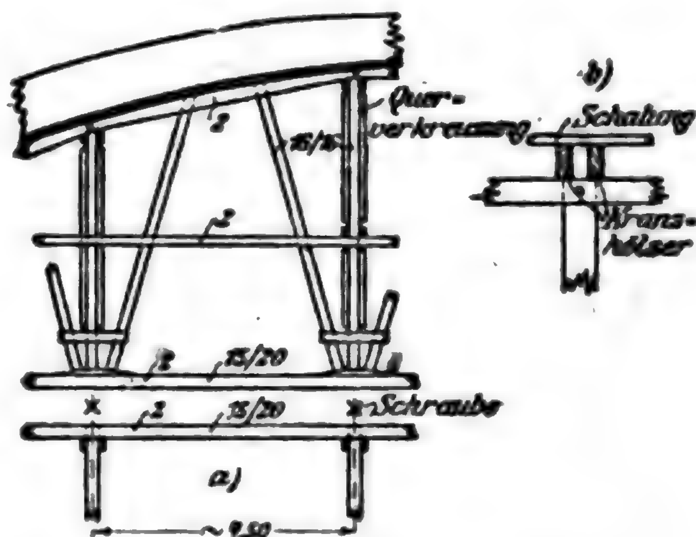


Abb. 302.



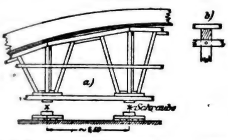
Es werden mitunter auch Pfetten nur als Querverbindung angewendet, wenn unter jedem Kranzholz ein Binder sich befindet (Abb. 301b).

Schalung aus Brettern oder Bohlen, die auf Biegung zu berechnen und mit 5 mm Zwischenraum oder mehr zu verlegen sind, oder auch aus meist quadratischen Kanthölzern, die in etwas gröfserer Entfernung unter jeder Fuge des Mauerwerks oder bei Quadern auch unter Fuge und Quadermitte angebracht sind. Die Schalung wird, dem ab-

nehmenden Druck des Gewölbemauerwerks auf da sprechend, nach dem Kämpfer zu weniger beansprucl gemäſs abnehmende Abmessungen erhalten. Bei Be und Kranzhöszer 20 bis 50 % Zuschlag zur Bela Stampfens.

Die Kranzhölzer sind in Entfernungen von etwa stützt. Bei starken Gewölben muſs man oft, um Widerstan halten, ander ver klammert wenden.

Abb. 303.

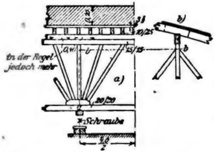


In de sind bei die Kran einem S (Abb. 301

Die Pf von Streb die in der der Pfette angebracht sind (Abb. 304a).*) Die p stellt eine Strebe in der Brückenrichtung dar, also Lehrbinder im üblichen Sinne.

Wenn groſse freie Durchfahrtöffnungen verla wenn das Gewölbe hoch über dem Gelände liegt, w Gerüste verwendet (Unterstützung nur an den K gröſseren Er gröſserer Hö Sprengwerke meistens eis zwar Normal dazu hingest Fachwerkträg

Abb. 304.



Sonst imn rüste. Einfac 301 bis 303 längen wer durch Zange

Die Leh meistens aus und einem schen beiden befinden sich die Ausrüstungsvorrichtur hinderung der Riſsbildung ein allmähliches, stoſs Scheitel zu schnelleres Senken des Gewölbes ermögl

Ausrüstungsverfahren.

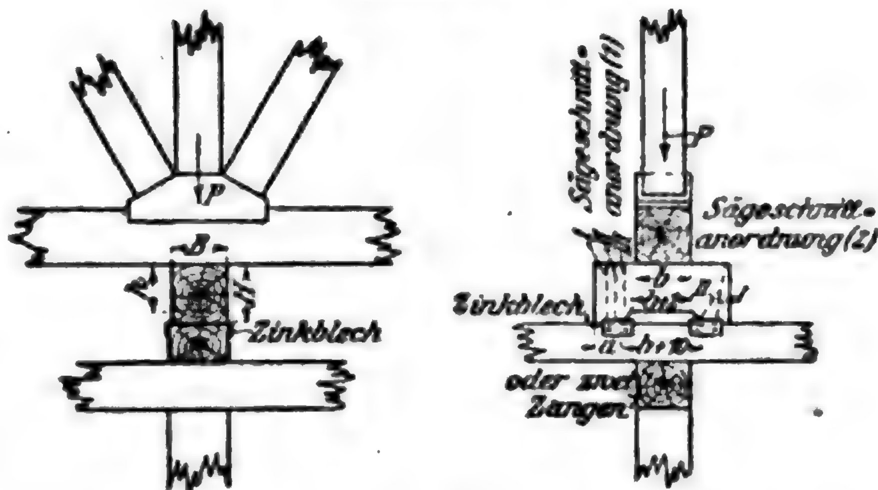
1. **Doppelkeile aus Hartholz.** Anlauf 1 : 10, auc weder zwischen zwei parallelen oder zwischen zwei ander stehenden wagerechten Kanthölzern angebracht

*) Nach der Unterführung der Parkallee, Bremen (Leipziger

Regel wohl mit Recht empfohlen, Keile auf Brücken bis 20 m Spannweite zu beschränken. Sie sind jedoch mit Erfolg auch bei neueren ganz grofsen Brücken angewendet, wobei auf einen Keil Drücke bis 20 t kamen.

2. **Das Bügelholzsägeschnittverfahren von Zuffer** (Abb. 305). Besonders in Oesterreich viel und mit Erfolg verwendet. Das Bügelholz mufs astfrei sein. Die Sägeschnitte werden in der Reihenfolge I, II und III ausgeführt und bewirken ein allmähliches Senken. Schnitt III häufig nicht nötig. (Anordnung 2 kommt überhaupt mit zwei Schnitten aus.)

Abb. 305.



Beispiel der Berechnung: $P = 12\,000$ kg, $B = 25$ cm, $b = 24$ cm, $b + 10 = 34$ cm. Die Auflagerfläche $2a \cdot B$ wird nach einer Druckspannung von 30 kg/qcm bemessen.

$$2a \cdot B = \frac{12\,000}{30} = 400 \text{ qcm. Erforderlich } a = \frac{400}{2 \cdot 25} = 8 \text{ cm. Gewählt } a = 12 \text{ cm.}$$

Bügelholzlänge $L = 34 + 2 \cdot 12 = 58$ cm. Stützweite $l = 34 + 12 = 46$ cm.

$$M = \frac{12\,000 \cdot 46}{4} = 138\,000 \text{ kgcm (ungünstige Annahme).} \quad W = \frac{138\,000}{75} = 1840 \text{ cm}^3$$

$$h = \sqrt{\frac{1840 \cdot 6}{25}} = 21 \text{ cm.} \quad B \sim 25 \text{ cm.}$$

Die Scherspannung wird nach üblicher Berechnung

$$\tau = 1{,}5 \cdot \frac{6000}{21 \cdot 25} = 17{,}2 \text{ kg/qcm.}$$

(Die Verteilung der Last P, die Reibung an den Auflagerflächen sowie die bei der Durchbiegung erfolgende Verschiebung der Angriffspunkte der Auflagerkräfte nach innen zu bewirken, dafs die Spannung $\sigma = 75$ nicht annähernd erreicht wird. Die die Auflagermitten nach aufsen überragenden Teile des Bügelholzes und lassen den grofsen Wert τ weniger gefährlich erscheinen.

3. **Sandtöpfe.** Uebliche Durchmesser 20 und 25 cm, mitunter bis 30 cm. Teils aus 3 bis 4 mm starkem Eisenblech mit angenietetem Boden, teils aus Gufseisen. Im unteren Teile am Umfang 4 bis 6 Löcher, am besten mit kurzem Rohransatz, zum Herauslassen des durch Feuer getrockneten Sandes. Sand und Sandtöpfe sorgfältig gegen Feuchtigkeit zu schützen (Umwicklung mit geteerten Tüchern usw.).

Ueber zugelassenen Druck auf 1 qcm des Stempels anerkannte Norm nicht vorhanden. Bei mehreren hervorragenden Bauwerken war der Druck 40 bis 50 kg/qcm (z. B. 15 bis 30 t auf einen Sandtopf).

Bei dem Sittentalviadukt[77]) wurden zum Senken einer eisernen Brücke auf die Lager gufseiserne Sandtöpfe von 68 cm innerem Durchm. und 6 cm Wandstärke mit je 250 t belastet, d. h. mit 70 kg/qcm. Die mit dem Druck einigermafsen linear zunehmende Zusammendrückung des Sandes betrug dabei 6,5 % der Sandhöhe.

---

[77]) Die Montierung der Sitterbrücke der Bodensee-Toggenburg-Bahn, Der Eisenbau 1910, Heft 11, S. 419 bis 436. (Wertvolle Gerüstangaben!)

Sandtöpfe **werden öfter auf Keilen gesetzt, um**
Mauern kleine Berichtigungen der Höhenlage vorneh

4. **Schrauben** gelten als das vollkommenste A
Während des Baues ruht das Bauwerk oft auf Keilen,
der Schrauben angebracht sind. Zulässige Beanspruc
der Schraubenspindel 600 bis 800 kg/qcm. Verschiede
arten. Tragkraft einer Schraube häufiger 15 bis 30 t.

Bei weiter gespannten Oeffnungen freitragender Ge
genötigt werden, 2 bis 3 Sandtöpfe oder Schrauben i
aufzustellen.

Ueberhöhung der Lehrgerüste (S. 10

Man bemesse die Ueberhöhung lieber zu grofs als
auf den einzelnen Fall zugeschnittene Berechnung s
und schwierig [vgl. Schönhofer[65]) S. 46]. Melan[50]) g
punkt der Scheitelsenkung während des Rüstens 0,002 *l*
für die Senkung nach der Ausrüstung 0,0005 *r*.

Demnach Mittelwert für die Ueberhöhung: **0,003 *l*** -

Baustoffverbrauch [vgl. Schönhofer[65]) und Gab

Bei unterstützten Lehrgerüsten rechnet **man** 0,3 b
samten Holzverbrauch für 1 cbm Gewölbemauerwerk. E
Gerüsten etwas weniger.

Es wird auch empfohlen (Gaber), den Holzverbrau
heit Grundfläche × Spannweite zu beziehen.

Auf 1 cbm Grundfläche × Spannweite wird etwa 0,0
Holz verbraucht.

Der Eisenverbrauch (Schrauben, Klammern, Bänd
etwa 15 bis 40 kg auf 1 cbm Holz. Er ist — bei
eisernen Knotenpunktverbindungen und Schuhen — bi
gekommen.

An Arbeitsstunden für Meister, Zimmerleute und I
Herrichten, Aufstellen und Abbrechen des Gerüstes
1 cbm Holz des fertigen Gerüstes 40 bis 55.[65]) Na
gaben etwas weniger.

Die vorstehenden Angaben beziehen sich nicht auf die neben
meistens erforderlichen Versatzgerüste und sonstigen Arbeitsgerüste.
so vielen Arten vor, dafs allgemeine Angaben unterbleiben müssen.

Formänderungen sind hier weniger schädlich, weshalb die Ve
sorgfältig zu sein brauchen wie bei den Lehrgerüsten.

Der Holzverbrauch auf 1 cbm Mauerwerk und der Eisenverbra
sind vielmal geringer als bei den Lehrgerüsten.

Digitized by Google

SACHVERZEICHNIS

des ersten, zweiten und dritten Bandes.

Die arabischen Ziffern bedeuten die Seitenzahlen, die römischen die der Bände
*** bedeutet Tafel.**

A.

B.

D

Füllung, reduzierte II 204
— —, vorteilhafteste (Dampfmasch.) II 125*
Fundamentanker I 750, 751
— f. Verbrennungsmasch. . . . II 279
—, Maschinen- . . III 461
—mauer, Zuläss. Beanspruchung . . III 60
—platte . . . III 199, 261
—verbreiterung . III 198
Fundierung s. a. Grundbau, v. Kanälen III 701
Funkenbildung (Gleichstrommasch.) . II 880
—fänger . . . . III 836
—freie Stromwendung II 886
—spannung (Stromwendung) II 883, 886
Funktion, Hyperbel I 30 bis 34*, 52, 64
—, irrationale . . I 73
—, Kreis- I 26 bis 29*, 52, 57, 65
— mit einer Veränderl. I 68
— mit zwei Veränderl. I 69
—, periodische . . I 125
—, Potential- . . I 217
—, rationale . . . I 72
—, Störungs- . . I 82
—, transzendente . I 75
—, unentwickelte . I 69
Fufsboden . . . I 689
— —, Fabrik III 456, 877
— —belag . . . I 689
—gängerbrücke, Belastung III 61, 63
—mafs . . . . . . I 986*
— — -Metermafs I 988*, 990*, 992*
—pfund/sk, Vergleich m. PS . . . I 1001*
—weg . III 630, 642, 643
— — (Brücken) . III 1016

G.

g (Erdbeschl.) I 43*, 143, 148
Gallsche Kette . . I 847*
Galvanisches Element II 857, 858*
Gangspill . . II 684*, 685*
Garbekessel . . . II 18
Gartenstadt . . . III 650
Gas, Allgemeine Eigenschaften . . I 330, 396
—analysator . . . II 327
—, Atomgewicht . I 610*
—, —zahlen . . . I 398*
—ausbeute . . . II 280*
—, Ausdehnung durch Wärme I 380, 378, 405
—ausströmung I 440; II 317
—ballon, Auftrieb, Gleichgewicht. I 332
Gasbehälter . III 160, 162
— —, Nietung . . I 760
—, Bewegung i. Rohrleitg. . . . I 349, 447
—dichte I 398*, 435 bis 438*, 473*, 613, 618*
—, Drosslung . . I 453
—druckpumpe . . II 561
—, Dynamik . . I 335, 392
—, Expansionskurven I 405, 407*
—, Explosionsgrenzen I 471, 472*
—, Exponent . I 406, 407
—feuerung . . . II 39
—förmige Brennstoffe, Verbrennung . I 468
—, Generator- I 455, 472, 473; II 280
—, Gicht- I 455, 466*, 472, 473; II 256
—glühlicht II 814, 816, 829, 830, 831, 835
—heizung . . . . III 410
—, Hochofen- I 455; II 256
—, Koksofen- I 455; II 256
—konstante I 396, 398*, 401
—, Kraft- I 455; II 256, 280
—, Kritischer Zustand I 412, 413*, 448*
—lampe . . II 814, 816
—leitung f. Gasmotoren II 277, 278*
—, Leucht- I 455, 472, 473; II 256, 816
—, Löslichkeit i. Wasser I 380, 380*
—, Luft- . . . . . I 455
— -Luftgemisch, Explodierbarkt. I 471*, 472*
—maschine s. auch Verbrennungsmasch.
— —, Kreisprozefs I 409
—messung . . . II 315
—, Misch- . . . . I 455
—mischungen . . I 401
—, Molekulargewicht I 398*, 473*, 610*
—, Natur- . . . . I 455
—, Oel- . . . . . I 455
—öl . . . . . . I 476, 478
—, Rauch- I 464; II 98
—reiniger . . . . II 281
—rohr . . . . . . I 917
— —leitungsdruckabfall I 450
— —gewinde . . I 748*
—, spez. Gewicht I 398*, 435 bis 438*, 473, 613, 618*
—, spez. Wärme I 397, 398*, 400*, 401
—, strömende Bewegung I 439
—, unvollkommenes I 421
—, Verbrennung I 472, 473*

Digitized by Google

Heißdampflokomotive III 551
— laufen d. Zapfen . I 537
— luftmaschine, Kreisprozeß . . I 408
— wasserheizung III 417
Heizfläche . . I 381, 388
— —, Kessel- II 72, 762; III 412, 825, 826*, 828
— — (-körper), Wärmeabgabe . . . III 406
— —, Ueberhitzer- II 21, III 827
— kammer f. Luft . III 401
— kanal . . . . II 43
— rohr, Kessel- I 917; II 28, 77, 80; III 413
— —kessel . . II 11, 86
— —, Lokomotiv- III 834
— —, Wärmeübergang II 382 ff.; III 406
— ung . . . . . . III 102
— — elektr. Bahn II 1082
— —, Fabrik- III 462, 877
— —skanal . . . III 422
— — u. Zwischendampfentnahme . . III 424
— —, Zug- . . . . III 871
— wert I 461, 462*, 476 bis 479*; III 798
— —bestimmung . II 326
— — deutscher Kohlen I 453*
— —, Dieselmaschinenöle . . . . . . I 476*
— — gasförmiger Brennstoffe . . . . I 469
— —, Kraftgase . II 280*
— — motorischer Brennstoffe . . II 259*
— —, oberer, unterer I 461, 470, 473*
— — (Verbandsformel) II 95
Heliolith . . . . . I 690
Hellegatt . . . . II 677*
— igkeit . . . . . II 808
— ing . . . . . II 662
— —sellbahn . . . II 656
Henry . . . II 837, 847
Herd, Schiffs- . . II 702*
Hertzsche Gleichungen (Kugeldruck) I 569; III 973, 976
Herzkurve . . . . I 107
— stück . . II 987; III 758
Heupeneisen . . . . I 651*
Heusinger-Umsteuerung II 182
Heylanddiagramm II 914
Hildebrandtsche Zahnkupplung . I 840*
Hill-Kupplung I 831, 842*
Hinterdrehbank . II 361
H-Linie, Fläche . III 100
— , parabolische III 143, 155

Hobelmaschine, Holz- II 750
— —, Holz-, Schutzvorrichtung . . . III 470
— —, Metall- . . II 356
— stahl . . . . . II 346
Hochbahnkran II 499, 504
— bau . . . . . III 278
— —, Belastungen III 56
— —, Gewicht d. Baustoffe . . . . III 55*
— —, Lieferungsbedingungen . . I 762
— —, Nietung . . I 760
— —, zulass. Beanspruchungen I 504*, 506*; III 57*, 237
— druckleitung (Wasser-) III 582
— behälter II 534; III 368
— —, Eisenbeton- III 264
— —, Wasser- III 671, 678*, 792, 793*
— ofengas I 455, 479; II 256
— —gebläse II 609, 610, 616, 620
— —schlacke I 498, 633; III 612
— —zement . . . I 701
— spannungsschaltanlage II 944
— wasser . . . . III 499
Hodograph . . . . I 145
Höhenbestimmung III 26
— —, barometrische I 331*, 332*; III 32
— formel (Luftdruck) I 331
— messung, trigonometrische . . . III 31
— unterschied (Luftdruckmessung) I 331*
Hohlkugel (Festigk.) I 609
— rad . . . . . I 769, 772
— zylinder (Festigkt.) I 604
Holz, s. auch Bauholz
— als Brennstoff I 455, 456*
— als Ware . . . I 725
— arten, spez. Gewicht I 614*, 719
— balkendecke . . III 374
—, Bau-, s. Bauholz
— bearbeitungsmaschinen II 377
— —, Schutzvorrichtg. III 470
— durchtränkung . I 723
— eisenkonstruktion III 316
—, Fällen, Trocknen, Schwinden, Quellen I 720
—, Festigkt. . . . I 497*
— kohle . . . I 455, 456
— konstruktionen III 299
—, Nutz- . . . . I 719
— pfahl . . III 211, 212
— pflaster . . . III 627
— —, Brücken- . III 1015

Holz
Home
Hori
Hubu
Huf.
Hülfs
Hülit
Hunt
Hydr

Digitized by Google

Kompressor, hydraulischer . . . II 626
— —, Stufen- . . II 614
Komprimierte Welle I 820
Konchoide. . . I 111
—nlenker . . . . . I 904
Kondensation bei Dampfmasch. II 201, 212, 213
— — b. Fördermasch. II 440
— — (feuchte Luft) I 404
— —swasserleitg. . III 419
— —swassermenge, stündl., i. Rohrleitg. . I 451*
—or, Dampfmasch.- II 205, 212, 213
— —, elektr. II 845, 853
— —, Kältemasch. I 428
— —, Schiffsmasch. II 756
Kondenstopf s. Wasserabscheider.
Koenensche Decke III 373, 376, 380
Konischer Stift . . I 740
Konjugierte Durchmesser I 98
Konkav . . . . . I 94
Konsistentes Fett I 781, 836
Konstruktionshöhe (Brückenb.) . III 915
— — v. Eisenbahnbrücken III 1006, 1007*, 1008*
—stahl . . . I 492*, 626
—wasserlinie (C W L) II 627, 628, 643
Kontaktknopfsystem (Elektr. Bahn) II 994
Kontinuierlicher Träger, s. auch durchlaufender Tr. I 175, 565; III 126
— — Bogenträger III 104
— — Träger mit veränderl. Belastg. III 96
— tätsgleichung I 265, 337
Kontraflow-Kondensator II 205
Kontraktion I 266, 345, 346
— (Gasverbrennung) I 468
—stahl . . . I 304, 317*
Kontrollflansch (Dampfk.) II 71
Konvex . . . . . I 94
Konveyor . . . . . II 521
Koordinaten, ebene I 88
—, Polar- . . . I 90, 115
—, Raum- I 115, 140, 141
—, Umwandlung I 90, 115
Koepemaschine, elektr. II 1005
—scheibe . . II 435, 439*
Kopiermaschine . II 381
Korbbogen . . III 288
—, Elementbestimmung III 44
Korfund . . . . I 689

Korkisolation . I 387, 451, 699
—stein . . . . . I 499, 688
Körner-Steuerung . II 169
Körper, geschichtete, Gewicht . . . I 618*
—, Inhalt u. Oberfläche I 133* ff.
—, Schwerpunkt wichtiger — I 164, 168
—, spez. Gewicht fester — . . . . I 613*
—, Trägheitsmoment I 200
—, Umdrehungs- . I 137
— geringsten Luftwiderstandes . . . I 358
Körtingscher Strahlkondensator . . II 206
Kostenanschlag, Bahnbau . . . . . III 726
— d. Wasserkräfte III 594
—überschlag, Kanalbau III 526
Kraft . . . . . . I 147
—antrieb . . . . . I 226
—ausbau, Wirtschaftlichkeit . . . III 590
—ausgleich-Kupplung I 835
—bandbetrieb . . I 802
—, Beschleunigungs-, Effektiv- . . . I 225
—, Coriolis- . . . . I 224
—eck, —polygon . I 153
—einheit . . . . . I 148
—einschalter . . . II 302
—, Erhaltung d. lebendigen . . . . . I 218
—feld . . . . . I 216, 219
—fluſs . . . . . . I 217
—, Führungs- . . . I 224
—gas I 455, 472; II 256
— —anlage . . . II 280
— —motor . II 258, 275
— —, Wärmewerte II 280
—kreuz . . . . . I 159
—, lebendige . . . I 151
— — (Punkthaufen) I 229, 230
—linie . . . . . . I 217
— —, magnetische, Krftl.-Dichte, Krftl.-Zahl . . . . . II 859
— — u. Nullinie (Biegung) . . I 528
—maschine . . . . II 1
— —n-Kupplung . I 835
— —nregler . . . . I 961
—, menschliche, tierische II 1, 2
—, Mittel- . . . . I 153
—moment . . . . I 153
—öl . . . . . I 476*, 478*
—, Relativ- . . . . I 224
—richtung (elektr. Strom) II 849
—schraube . . . . I 159

L.

Linie, krumme in der Ebene . . . . I 91
— —, krumme i. Raume I 115
— —nführung elektr. Bahnen . . . II 980
— —nführung b. Flufsbau . . . . III 503
— —nführung v. Landstrafsen . . . III 603
— —nführung v. Touristenbahnen . III 907
— —nkipplager . III 972
— —nrifs (Schiffb.) II 629, 632, 633*
— —nrifsentwurf . II 642
— —nvergleich v. Eisenbahnen . . . III 721
— —, Schwerpunkt I 165
— —n. Trägheitsmomente wichtiger — . 196
Linoleum . . . . I 689
Linse . . . . . III 10
—ndichtung . . . III 839
Lipowitz-Metall . I 682
Lippenventil . . . I 942
Lochbohrer . . . II 348
—ersche Zahnstange III 890
—leibungsdruck I 505, 760; III 57*, 73*, 74*, 920
—maschine . II 343, 344
—stein . . . . . I 692
Löffelbagger III 476, 482, 483*
Logarithmen . I 48, 56
— —, Briggssche . I 24 bis 25*, 48
— — d. Hyperbelfunktionen I 32*, 33*, 34*
— —, natürl. I 2 bis 23*, 48
—ische Reihe . . I 56
— —s Dekrement . I 222
— — Spirale . . I 109
Logleine . . . . II 716
Lokalbahn . . . III 722
Lokomobilkessel II 11
—schornstein . . II 53
Lokomotive, Bezeichnung . III 822*, 823*
—e, Breiten- u. Hohenmafse . . . . III 823
—e, elektr. Vollbahn- II 1004
—e, elektr. Zahnrad- III 898
—e gemischter Zahnrad- u. Reibungsbetrieb III 897, 899
—e, Gestell . . . III 846
—e, Gewicht d. Zahnrad- . . . . III 903
—e, Gewicht v. -teilen III 879*
—e, Gruben- . . . II 493
—e, Hauptabmessungen f. Normalspur III 829* bis 831*
—e, Hauptabmessungen f. Schmalspur III 832*
Lokomotive, Heifsdampf- . . III 851
—e, Kessel . . . III 825
—e, Kohlenbedarf. III 796
—e, jahrl. Leistung III 873
—e, Leistung, Zugkraft elektrischer — III 903
—e, Maschine . . III 839
—e, Prüfung . . . III 855
—e, Umdrehungszahlen III 844*
—e, Verbund- . . III 850
—e, Verschub- . . II 499
—e, Wasserbedarf. III 790
—e, Widerstandszahlen III 717
—e, Zahnrad- . . III 894
—e, Zugkraft . . III 839
—schuppen . . . III 798
—werkstatt . . . III 860
Löschgrube . . . III 802
—, Lade-, Leitrad II 682
Löslichkeit v. Gasen i. Wasser I 280, 380*, 381*
Losscheibe . . . I 805
Lot (Legierung) I 680, 681*
— (Schiffb.) . . . II 627
—gabel . . . . . III 8
—rechte Geschwindigkeit . . . . I 210
Löten, elektrisches II 844
Löwenherz-Gewinde I 741, 742*
L-Querschnittsmoment I 537, 570
Luft, Ausdehnung I 330
—, Ausflufsformeln I 444*
— —zahlen . . . II 317*
—bedarf b. Verbrennung I 463
— — d. Lampen . II 830*
— — motorischer Brennstoffe . . . . II 256*
—befeuchtung, -erwärmung . . . . III 401
—bewegung . I 355, 356*; III 401
— — i. Rohrleitg. I 447, 450
—, Drosslung . . I 453
—druck I 364; II 594; III 32
—, Druckabfall i. Rohrleitg. . . . . I 450
—druckbremse II 623, 998; III 818
— —gründung . . III 218
—, Druck i. offenen u. geschlossenen Räumen . . . I 331, 332
—, Durchflufszahlen II 320*
—, Dynamik . . I 335
—erwärmung f. Lüftung III 401
—, feuchte I 402, 403*; II 611
—filter . . . . . III 400
—gas . I 455, 480; II 817
—heizung . . III 421, 463

Digitized by Google

M.

O.

P.

Q.

[illegible]

Digitized by Google

Relativexzenter . II 157
—e Feuchtigkeit I 402, 403*
—es Gewicht . . I 150
—kraft . . . . . I 224
Reliefkarte . . . III 1
Remanenz, magnet. II 840
Renoldsche Zahnkette I 815
Rentenrechnung . I 54
Repulsionsmotor . II 956
Reservoir s. Behälter.
Resonanz . . . I 223
—, elektr. . . . . II 853
Resultante . . . I 153
Reuleaux-Müllersches Schieberdiagramm II 147
Revolverbank . . II 360
Reziproke Zahlenwerte I 2 bis 23*
Rhombus, Inhalt I 130
—, Trägheitsmoment I 198
Richmannsche Regel (Mischg.-Temp.) I 376
Richtmaschine . . II 341
—ungsregeln (elektr. Ströme) . . . II 848
— — städt. Straßen III 641
— —swiderstand (Impedanz) . . II 851
Rider-Steuerung . II 161
Riemen, Arbeitsverlust, Reibung I 256
—berechnung, zulässige Belastg. . I 795, 796*
—, Festigkt. . . . I 501
—, gekreuzter, geschränkter . . I 799
—geschwindigkeit . I 797
—scheibe I 802, 804*; II 891
—schutzvorrichtg. III 470
—, Treib- . . . . I 733
—trieb I 794, 795; II 353; III 459
—verbindung . . I 798
Riensche Scheibe . III 707
Riese, Draht-, Seil- III 543
Rieseleinrichtung (Speicher) . . II 520
—feld . . . III 562, 712
—kondensator . II 205
—verfahren . III 711
Riffelblech . . . I 662
Rillenschiene . II 984*
Ringanker . . . II 880
— —wicklung . II 871
—geschütz . . . I 606
—, Inhalt, Oberfläche I 136
—-Rutschkupplung III 899
—schmierlager . . I 836
—, Trägheitsmoment I 203
—ventil . . I 936
—zapfen . I 838
Rinnstein . . III 642
Rittersches Verfahren (Spannungsermittlg.) I 178; III 84
Rittinger-Pumpe II 588
Robertscher Dreiecklenker . . . I 904
Roheisen . . . . I 631
— —sorten . . I 632*
—glas . . . . . I 711
—hautrad . . . I 782
—öl . . . . II 256
Rohr . . . . . I 914
—abdichtung I 915; II 205; III 581, 705, 839
—, Abfall- . . . II 524
—, Abfluß- aus Blei od. Steinzeug I 930; III 638
—, Abfluß- a. Gußeisen I 916
—anschluß v. Gasmaschinen . . II 278*
—, Beton-, Eisenbeton- I 707; III 264
—, betongefüllt (Festigkt.) . . I 517
—, Blei- I 677, 929, 930
—, Bronze- . . . I 921
—bruchventil I 943; II 63
—brunnen . . . III 662
—, Brunnen-, Bohr- I 918
—dach . . . . . . III 386
—, Drainage- . . III 560
—erweiterung, Widerstandsz. . . I 299, 302
—, Festigkt. . . I 604, 605*
—, Flansch- . . . I 918
—, Förder- . . . II 507
—formstücke, normale I 910*, 912*, 913*
—, Gas- . . I 748, 917
—, genietetes . . I 916
—, geripptes . . . II 84
—, geschweißtes . I 917
—graben . . . . III 657
—, gußeisernes . . I 914
— — Normal-, Muffen u. Flansch- I 908*, 909*
—, Heiz-, Siede- I 916; II 28, 77, 80; III 413, 534
—, Hochdruck- I 917, 918
— —dampf- . I 924, 926*
—, Kanalisations . III 698
—, Kupfer- I 676, 919*, 920*, 921*, 923*
—, Mannesmann- I 918, 919
—, Messing- . . . I 922
—, Monier- . . . I 709
—, Muffen- . . . I 919*
—, nahtloses Stahl- I 918
—, ovales (Festigkt.) I 608
—, Perkins- . . . III 417
—pfeilergründung III 202, 207
—platte . . . . II 86
—, Querschnittsmoment I 537, 510*, 511*, 568, 585
—reibung I 286, 291, 447; III 413
—, Schlitz-, Sicker- III 657

Digitized by Google

M.

N.

O.

P.

Q.

R.

T.

U.

V.

Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.

Verlag von Wilhelm Ernst u. So
Wilhelmstraße 90.

Abhandlungen aus dem Gebiete der technis
Professor Dr.-Ing. O. Mohr, Geh. Regie
Zweite neubearbeitete Aufl
Mit 491 Textabb. 1914. geh.

Statisch unbestimmte Systeme des Eisen- u
Von Oberingenieur Dr.-Ing. Friedr. Ha
Mit 353 Abb. 1913. g

Kurze Anleitung für die Bauüberwachung
Von G. Schaper, Regierungsbaumeister.
Mit 11 Textabb. 1912.

Eiserne Brücken. Ein Lehr- und Nachsc
dierende und Konstrukteure. Von G. Sc
und Baurat. **Vierte**
Mit 1854 Textabb. 1919. ge

Der wirtschaftliche Wettbewerb von Eisen
Brückenbau. Massen und Kosten sowie
Eisen- und Eisenbetonbrücken. Von Dr.-
Mit 24 Abb., 30 Texttafeln und 4 Tafeln
ge

Der vollwandige Zweigelenkbogen. Ent
bildung und Berechnung des Zweigelenk
bahn und Widerlager. Von K. Brabanc
Bau- und Betriebsinsp. Mit 83 Abb. 1910.

Hilfswerte für das Entwerfen und die Ber
mit eisernem Ueberbau. Von F. Dirck
Vierte vollständig neubearbeitete und
erweiterte Aufl. Von G. Schaper, Reg
Mit 39 Textabb. u. 1 Tafel. 1913. geh

Das Verfahren der Einflußlinien. Nac
Th. Landsberg, Geheimer Baurat, Prof
Siebente neubearbeitete Au
Mit 99 Textabb.

Hilfsmittel zur einfachen Berechnung von
von statisch unbestimmten Trägern.
v. Degenburg u. K. Demel, Ingenieure
Mit 440 Textabb. 1915. g

Störungen des normalen Zustandes in Br
Dr.-Ing. Gilbrin.
Mit 14 Textabb. 1914.

Verdeutschungs-Wörterbuch. Von Dr.-Ing.
Vorsitzer des Allgemeinen Deutschen Sp
Fünfte vermehrte Aufl. 1918. g

Hierzu Teuerungszuschlä

Digitized by Google

Digitized by Google